

ROYAUME DU MAROC

مكتب التكوين المهني وإنعاش الشغل

Office de la Formation Professionnelle et de la Promotion du Travail

DIRECTION RECHERCHE ET INGENIERIE DE FORMATION



RESUME THEORIQUE
&
GUIDE DE TRAVAUX PRATIQUES

MODULE 07	CONNAISSANCE DE DIFFERENTS TYPES DES SOLS

SECTEUR : BTP

SPECIALITE : CHEF DE CHANTIER TRAVAUX : TRAVAUX PUBLICS

NIVEAU : TECHNICIEN

REMERCIEMENTS

La DRIF remercie les personnes qui ont contribué à l'élaboration du présent document.

Pour la supervision :

M. Khalid BAROUTI	Chef projet BTP
Mme Najat IGGOUT	Directeur du CDC BTP
M. Abdelaziz EL ADAOUI	Chef de Pôle Bâtiment

Pour la conception :

Mr KRISTOV KOLEV	Formateur à ISTA MAAMORA KENITRA
Mr LAHLAFI MOHAMMED	Formateur ISTA MAAMORA KENITRA

Pour la validation :

Mr. TSVETANOV Pavel	Formateur animateur au CDC /BTP

Les utilisateurs de ce document sont invités à communiquer à la DRIF toutes les remarques et suggestions afin de les prendre en considération pour l'enrichissement et l'amélioration de ce programme.

DRIF

SOMMAIRE :

- Surcharges partielles de longueur infinie
- Bande surchargée de longueur infinie
- Surcharge linéaire infinie
- Surcharges locales
- autres cas particuliers
- Tranchées blindées
    - A. Détermination de la pression des terres
    - B. Actions des surcharges
    - C. Sols cohérents
    - D. Stabilité du fond de fouilles

1. Dimensionnements des ouvrages de soutènements
    - Avertissement
    - Murs de soutènement classiques
        - A. Stabilité de renversements
        - B. Stabilité au glissement
        - C. Stabilité du sol de fondation
        - D. Risque de rupture générale
        - E. Murs de soutènement de conception spéciale
    - Dimensionnement des rideaux de palplanches et des parois moulées
        - A. classification
        - B. principe de calcul d'un rideau encastré en pied
        - C. rideau ancré en tête et encastré en pied

V. Guide des travaux pratiques

1) TP 1 détermination de la limite de liquidité
2) TP 2 détermination de la limite de plasticité
3) TP 3 détermination de la limite de retrait

Durée : 45 heures

OBJECTIF OPERATIONNEL

COMPORTEMENT ATTENDU

Pour démontrer sa compétence, le stagiaire doit **savoir déterminer le type des sols et les caractéristiques demander par les bureaux d'études béton armé** , selon les conditions, les critères et les précisions qui suivent.

CONDITIONS D'EVALUATION

- Individuellement
- A partir des questions de cours
- A partir des exercices notés

CRITERES GENERAUX DE PERFORMANCE

- Connaître les types des sols
- Respecter les normes fixer par le laboratoire des pont et chaussée
- utilisation correcte des matériels du laboratoire
- savoir faire les calculs nécessaires pour le laboratoire mécanique des sols

PRECISIONS SUR LE COMPORTEMENT ATTENDU	**CRITERES PARTICULIERS DE PERFORMANCE**
Détermination des types de sol	• Mode d'emploi par sondage • Mode d'emploi fixer par le laboratoire mécanique des sols
Détermination des limites d'ATTERBERG	• Détermination de la limite de liquidité • Détermination de la limite de plasticité • Détermination de la limite de retrait

PRESENTATION DU MODULE

- *le module dont l'intitulé est la connaissance de base de la mécanique des sols*
- *Il est situé dans la première partie du programme.*
- *Il est composée de 02 parties comme suit :*

  - *Connaissances générales sur les types des sols*
  - *Détermination des limites d'ATTERBERG*

- *A l'issu de ce module, les stagiaires auront acquis des connaissances techniques de base sur les types des sols et de savoir déterminer les limites d'ATTERBERG*
- *La durée de ce module est de 35 heures.*

Module 7-Connaissance de différents types des sols

RESUME THEORIQUE

CARACTERISTIQUES PHYSIQUES STRUCTURE ET CLASSIFICATION DES SOLS

I. GENERALITES ET DIFINITIONS :

Le terme de sol correspond à une notion première, intuitive. Mais si l'on se penche de plus près sur le problème de la définition du matériau sol on constate qu'il on existe plusieurs suivant que l'on s'intéresse à un problème géologique de pédologie (étude des sols en agronomie) ou de géologie.

Du point de vue du géologicien, on peut définir un sol comme faisant partie des roches meuble ou plastiques, ou encore comme étant une formation géologique superficielle résultant de l'alternation des roches de l'écorce terrestre. Les sols entrent en général dans la catégorie des roches sédimentaires à l'exception des cendres ou projection volcaniques.

La difficulté essentielle d'une telle définition réside dans le fait qu'elle n'établit aucune distinction très nette entre un sol et une roche, et qu'il existe certains matériaux telle que les marnes compactes, que l'on peut classer soit parmi les roches,soit parmi les sols

De manière simple, on peut dire qu'un sol séché et plongé dans l'eau, se désagrège relativement vite, alors qu'une roche reste intacte.

Dans de nombreux projets, les sols sont encore trop souvent désignés par des expressions imprécises du type : argile sableux, ou sable argileux, sans autre commentaire, alors que de tels matériaux peuvent présenter des propretés mécaniques extrêmement différents, la nécessites s'est donc fait sentir d'étudier les caractéristiques physiques des sols, de manière à aboutir une classification géologique rationnelle, éliminant ces imprécisions de langage.

II. PROCESSUS GEOLOGIQUE DE FORMATION DES SOLS :

On vient de voir les sols sont le résultat de l'altération des roches constitutives de la croûte terrestre (roches mères). L'étude de ces phénomènes relève de la géodynamique externe étudiée dans le cours de géologie de P.ANTOINE tome 1 .nous bornons ici ç rappeler l'essentiel.

L'altération de la roche mère peut être le résultat :

- D'une dégradation mécanique due à divers facteurs : variation thermiques (gel – dégel - échauffement)
- D'un processus chimique :
- ✓ Oxydation (air ou d'eau de pluie) donnant en général une teinte rouille (sels ferriques)

- ✓ Réduction (eaux stagnantes) donnant une teinte bleutée ou verdâtre (sels ferreux)
- ✓ Hydratation
- ✓ Dissolution
- ✓ Hydrolyse

- D'un processus biologique, produisant à la fois une action mécanique et une action Chimique (racines, décomposition de végétaux, bactéries).

L'étude de la genèse des sols permet d'autre part de distinguer trois catégories :

Les sols autochtones :

Qui résultent directement de l'altération du substratum rocheux qu'ils recouvrent. Exemple typique : arène granitique ou gore (sable argileux grossier)

Les sols résiduels :

Très répands, résultant de dégradation de la roche sous jacente et de roches ayant plus ou moins disparu par suite d'une décomposition intérieure. Ces sols présentent donc une parenté totale avec le substratum actuel. Ce sont essentiellement des sols à dominante argileuse. Exemple : argile à silex du bassin parisien.

Les sols transportés :

Très répandus. Le transport peut résulter de différents processus :

- Transport, limite dans l'espace, de formations résiduelles par glissement ou écoulement visqueux : colluvions de pente.
- Transport du glaciers actuels ou disparus : moraines (argiles à blocaux).
- Transport par le vent : loess, limon et sables éoliens.
- Transport par les cours d'eau : dépôts alluviaux fluviaux (très hétérogènes) lacustres ou marins (homogènes).

La connaissance du processus géologique de formation des sols n'est pas sans intérêt pour le géotechnicien. C'est ainsi que les argiles glaciaires, qui on subit lors des glaciations quaternaires les contraintes importantes dues au poids des glaciers aujourd'hui disparus, auront un comportement mécanique très différent de celui des argiles molles de mexico, dont la structure très lâche résulte du dépôt dans un lac profond (actuellement comblé) de particules de cendres volcaniques fines amenées, soit par le vent, soit par les cours d'eau affluentes

III. LES DIFFERENTES PHASES CONSTITUTIVES D'UN SOL :

Un sol est un élément de trois phases : la phase solide composée de grains dont l'ensemble constitue le squelette du sol, la phase liquide représentée par l'eau remplissant partiellement les vides existant entre les particules, et la phase gazeuse constituée en général par un mélange d'air et de la vapeur d'eau qui occupe les vides restants.

A. Phase gazeuse généralement

Lorsque le sol est sec, le gaz contenu dans les vides est généralement de l'air, mais le plus souvent il s'agit d'un mélange d'air et de vapeur d'eau, car les sols en place sont le plus souvent humides. Lorsque tous les vides sont remplis d'eau, la phase gazeuse est inexistante, le sol est doc saturés.

En pratique, dans nos régions tempérés, des nappes d'eau souterrains appelées nappes phréatiques baignent les sols en place Leur niveau supérieur se situe en général à quelques mètre de la surface. La plupart des sols à quelques mètres sont saturés

L'étude du comportement des sols non sautés est très complexe et en est encore à ses débuts. L'élément gazeux joue cependant un rôle très important en pratique, en particulier dans le compactage des sols.

Dans la suite des cous, sauf indication contraire, nous bornons à considérer le cas des sols saturés.

B. Phase liquide :

On distingue différentes catégories d'eau dont l'importance est plus ou moins grande suivant la grosseur des grains du sol.

L'eau libre :

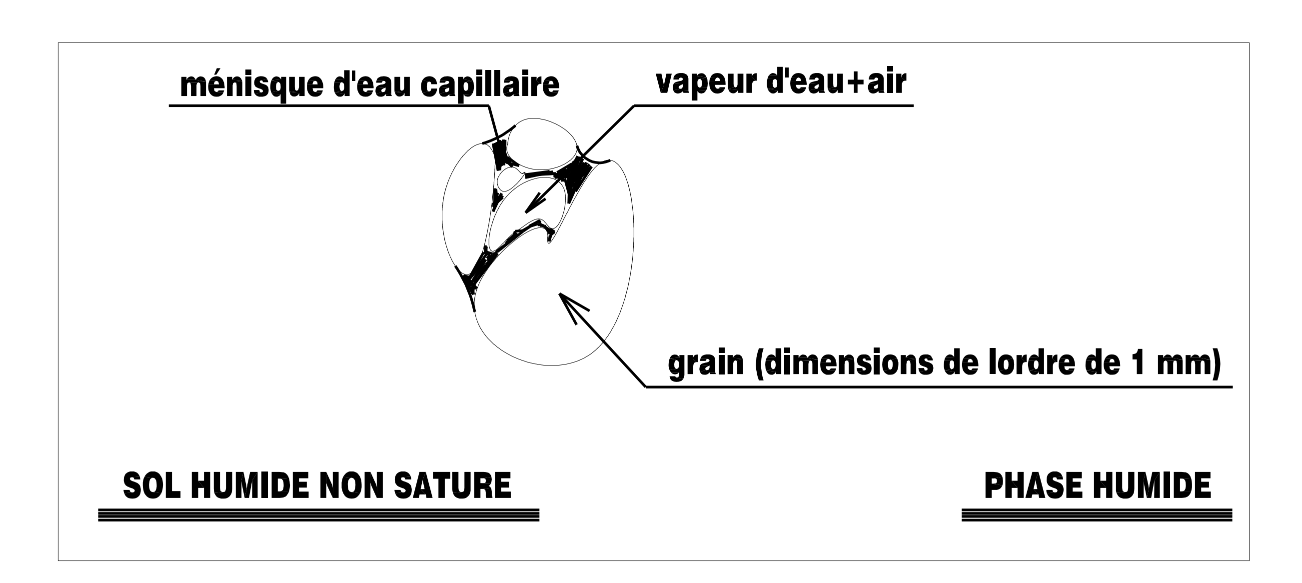
Qui peut circuler entre les grains. Elle s'évapore complètement lorsque le sol est porté à une température légèrement supérieure à 100 C°. C'est l'eau libre qui constitue les nappes phréatiques.

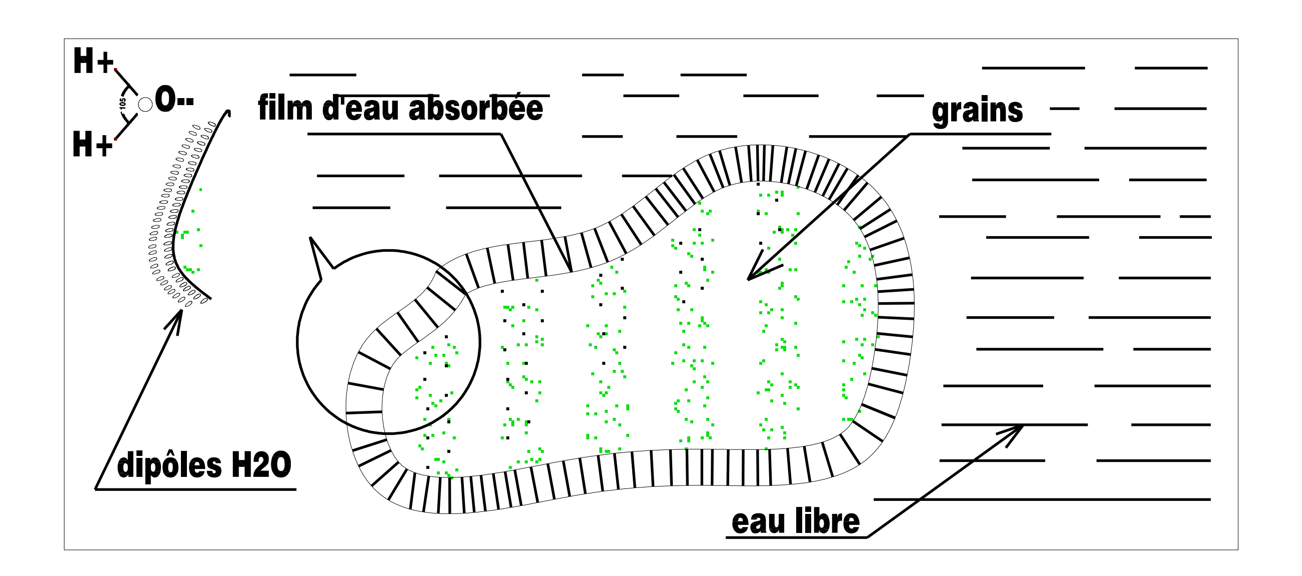
L'eau capillaire :

Ce type de l'eau est retenu sous forme de ménisque au voisinage des points de contact entre les grains par des forces capillaires, créant entre ces derniers des forces d'attraction. Dans le cas de sols non saturés, et disparaît dans les mêmes conditions de température que l'eau libre.

L'eau absorbée :

Que l'on rencontre dans les sols très fins (diamètre moyen < 2µm). Due au problème d'absorption de l'eau par la phase solide, elle consiste d'adsorption de l'eau formée de couches orientées de dipôles H_2O. Ses propriétés sont très différentes de celles de l'eau libre. Elle n'est pas mobile, présente une importance viscosité qui lui confère des propriétés intermédiaires entre celles d'un solide et celles d'un liquide. Elle ne peut être évacuée qu'à température élevée (vers 300° C).





Cette coquille d'eau absorbée joue le rôle de lubrifiant entre les grains, et a une influence importante sur les propriétés mécaniques des sols fins.

C. **Phase solide :**

Lorsque le sol résulte de la désagrégation mécanique d'une roche, les grains du sol sont constitués de mêmes minéraux que la roche mère. En général des dimensions supérieures à 2 μ, et une forme relativement arrondie, constituant un squelette dans lequel les vides occupent un volume plus faible que les grains.

Lorsque le sol résulte d'un processus chimique qui s'est superposé à une désagrégation mécanique, les particules du sol n'ont plus la même structure cristalline que la roche mère, et ont des dimensions inférieures à 2 μ. Les sols ainsi formés sont appelés argiles.

Nous reviendrons plus loin sur le détail de leur structure à l'échelle moléculaire.

Les particules argileuses sont caractérisés par :

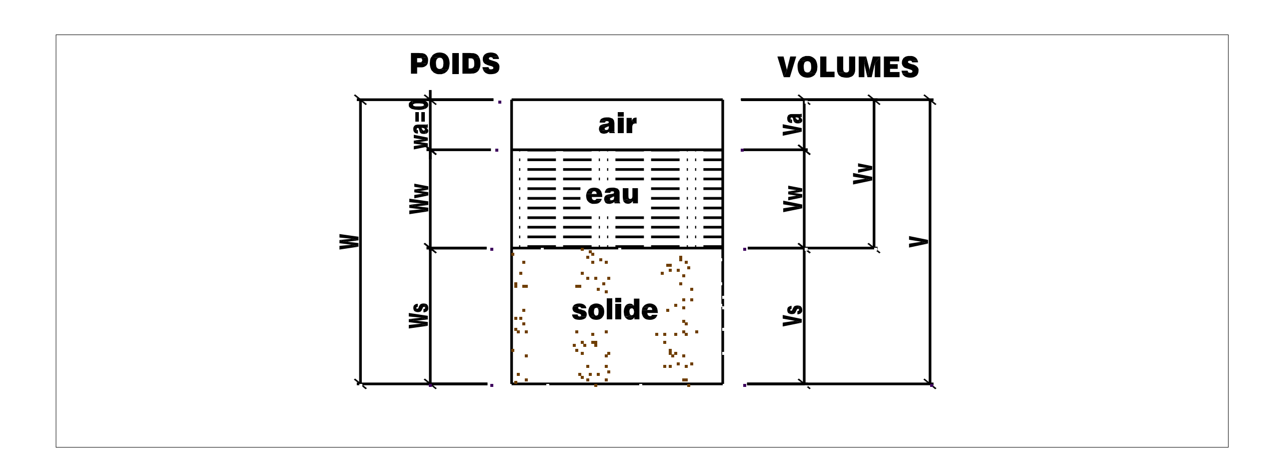
Une dimension très faible (diamètre moyen <1 μ).

Une forme aplatie (feuilles ou paillettes).

D'importantes forces d'attraction de nature physico-chimiques entre les particules.

Ces particules constituent un squelette dans lequel les vides peuvent parfois occuper un volume bien supérieur à celui des grains (structure alvéolaire ou château de cartes).



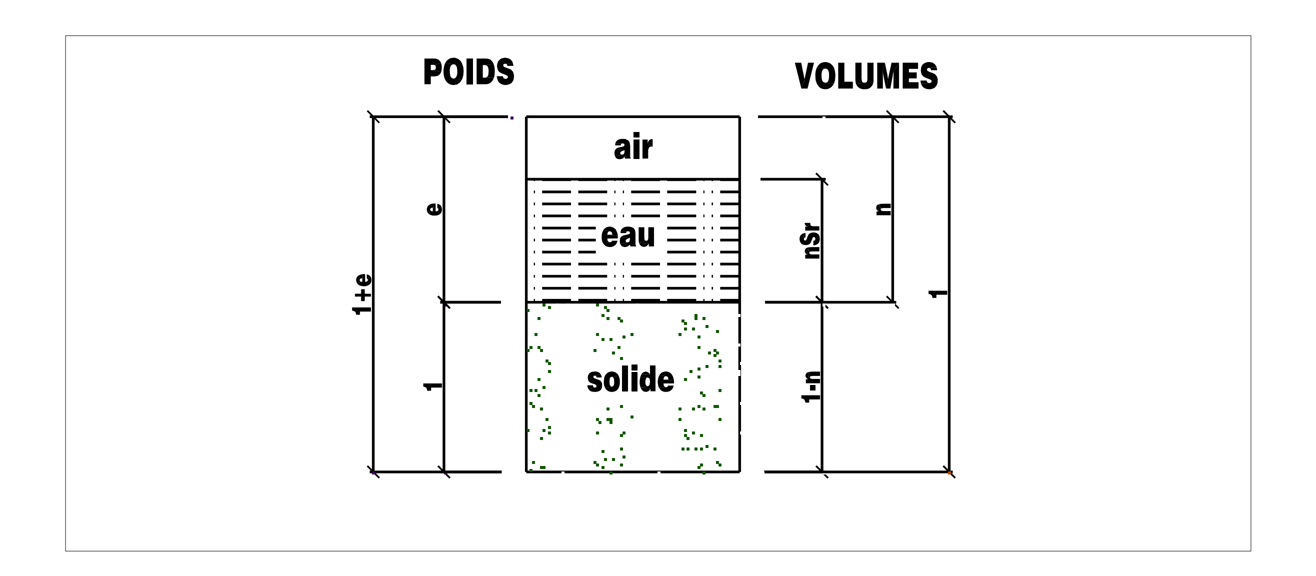


Le squelette d'un sol peut également être constitué de particules de matières organiques de formes et de dimensions très variables. La touche est un exemple de sol organique végétale à structure fibreuse. Les vases sont des argiles organiques en formation contenant divers types de bactéries et des matières organiques en voie de décomposition.

IV. LES CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET LEUR MESURE :

A. Paramètres dimensionnels :

Dans la plupart des questions on utilisera les poids volumique. En se reportant à la représentation conventionnelle classique d'un volume V de sol dans lequel les trois phases seraient séparées, on définit successivement :



- γh poids volumique total humide $\gamma h = w / v$.
- γ_{sat} poids volumique saturé (lorsque l'eau occupe la totalité des vides).
- γ_d poids volumique sec $\gamma_d = w_s / v$.
- γ_s poids volumique des grains solides $\gamma_s = w_s / v_s$.
- γ_w poids volumique de l'eau $\gamma_w = W_w / v_w$
- γ' poids volumique déjaugé (lorsque le sol est entièrement immergé)

Quand il ne peut y avoir confusion, on utilise quelquefois la notion γ au lieu de γh, γat ou γd.

L'utilisation des poids volumiques γ au lieu des masses volumiques ρ, permet d'éviter l'introduction de l'accélération de la pesanteur g ($\gamma = \rho g$).

B. Paramètres sans dimensions :

Ce sont des paramètres très importants et essentiellement variables pour un sol donné. Ils indiquent dans quelles proportions se trouvent les différentes phases du sol, et caractérisent l'état dans lequel se trouve le squelette du sol (état de compactibilité lâche ou serrée). On définira successivement en se reportant à la figure.

On rencontrera parfois la notion de densité d'un sol par rapport à l'eau. La notion à utiliser sera alors par exemple $\gamma d / \gamma w$ pour la densité sèche. Bien qu'il s'agisse d'un paramètre sans dimension, nous ne l'incluons pas dans le paragraphe, et, en principe, nous n'utiliserons pas cette notion.

L'indice des vides e :

Rapport du volume des vides au volume des grains solides.

$E = Vv / Vs$

L'indice des vides d'un sol peut être supérieur à 1 (cas extrême des argiles de mexico : e > 13).

La porosité n :

Rapport du volume des vides au volume total du sol.

N = Vv / V

La porosité d'un sol est toujours inférieure à 1.

La teneure en eau :

Rapport du poids des grains solides pour un volume donné de sol. Dans cette définition on convient de prendre en compte l'eau qui s'est évaporée après un séchage du sol dans une étuve à 105° C. jusqu'à poids constant de l'échantillon. On l'exprime en pourcentage.

W = Ww / Ws x 100 %

La teneur en eau d'un sol peut dépasser 100 %.

Le degré de saturation :

Rapport du volume de l'eau au volume des vides. L indique dans quelle proportion les vides sont remplis par l'eau. il s'exprime également en pourcentage.

Sr = Vw / Vv x 100 %.

Relation entre les paramètres :

Les paramètres que l'on vient de définir ne sont par indépendants. Il est courant que l'on ait besoin de calculer certains d'entre eux a partir de la mesure des autre. Les relations les plus importantes sont les suivantes :

N = e / (1+e).

W = e.Sr. γw / γs.

E = n / (1-n).

Pour les sols saturés e = w x γs / γw.

γh = (1+w) x γs / (1+r) = (1-n) γs + Sr.n.γw

γd = γs (1-n) = γs / (1+e).

Pour les sols saturés γsat = γd + nγw)

Γ' = (γs – γw) (1-n) = (γs – γw) x γd / γs.

Pour établir ces relations, il est pratique d'étudier la représentation schématique conventionnelle du sol rencontrée plus haut

Importance des paramètres sans dimensions :

Nous verrons, au paragraphe suivant, l'on peut séparer les sols en deux grandes familles :

Les sols grenus ou pulvérulentes dont le type est le sable, et dont les grains sont libres de se mouvoir les uns par rapport aux autres (le sable coule entre les doigts).

Les sols fins ou cohérents dont le type est argile, qui présentent de la cohésion.

Les sols grenus ont un comportement mécanique qui dépend presque uniquement de leur état de compacité (lâche ou serré), alors que les sols fins ont un comportement qui dépend en premier lieu de leur teneur en eau.

On voit donc que parmi tous les paramètres définis précédemment, ce sont les paramètres sans dimensions qui sont es plus importants.

Comme le poids volumique des grains solides (hormis le ca s des particules organiques) varie dans des limites assez faibles :

26 KN / m3

On peut le considérer pratiquement comme constant (on prend en général γs = 2.65 KN / m3), et connaissant le poids volumique de l'eau considéré aussi comme constant (γw = 10 KN / m3), il en résulte que les paramètres variables et indépendants d'un sol se réduisent à deux :

L'indice des vides : e

La teneur en eau : w

N.B pour donner une meilleure idée de l'état de compacité d'un sol grenu, on définit également un nouveau paramètre sans dimensions, l'indice de densité ou densité relative :

$I_d = (e_{max} - e) / (e_{max} - e_{min})$.

E_{max} et e_{min} sont les deux états de compacité extrêmes que l'on peut obtenir expérimentalement pour un sol donné. Ils sont détermines par des essais de laboratoire strictement normalisés.

L'eau capillaire confère aux sols pulvérulents humides une légère cohésion. C'est elle qui rend possible la construction des châteaux de sable par les enfants.

Pour un sol lâche : Id est voisin de 0

Pour un sol serré : Id est voisin de 1

On notera par ailleurs que dans le cas des sables, on a toujours :

$0.40 \leq e \leq 1$

Le tableau suivant donne les caractéristiques de différents sols en place.

sol	Période ou étage géologique	γs (KN/m3)	e	n	Teneur en eau naturelle	γh (KN/m3)	Teneur en matière organique	Teneur en CaCO3
Sable de fontainebleau	Stampien	27.0	0.75	0.43	6%	16.3	===	===
limon d'Orly	quaternaire	26.2	0.6	0.38	23%	19.3	===	===

Limon de la perche	Crétacé supérieur	26.7	1.4	0.58	50%	===	===	===
Argile verte de Romainville	Sa sannoisien (oligocène)	26.7	0.80	0.44	30%	19.7	===	0.2
Argile des Flandres	Ypresien (éocène)	27.4	1.01	0.50	35%	18.5	===	0.2
Argile de Dozulé	Callovo-oxfordien	26.6	0.50	0.33	19%	21.2	===	===
Vase de pallavas	quaternaire	26.3	1.73	0.63	66%	16.2	5%	===
Tourbe de Bourgoin	quaternaire	===	9	0.90	580%	===	55%	===
Argile de mexico	Origine volcanique	===	3.38 à 13.50	0.77 à 0.93	===	===	===	===

Mesures de laboratoire :

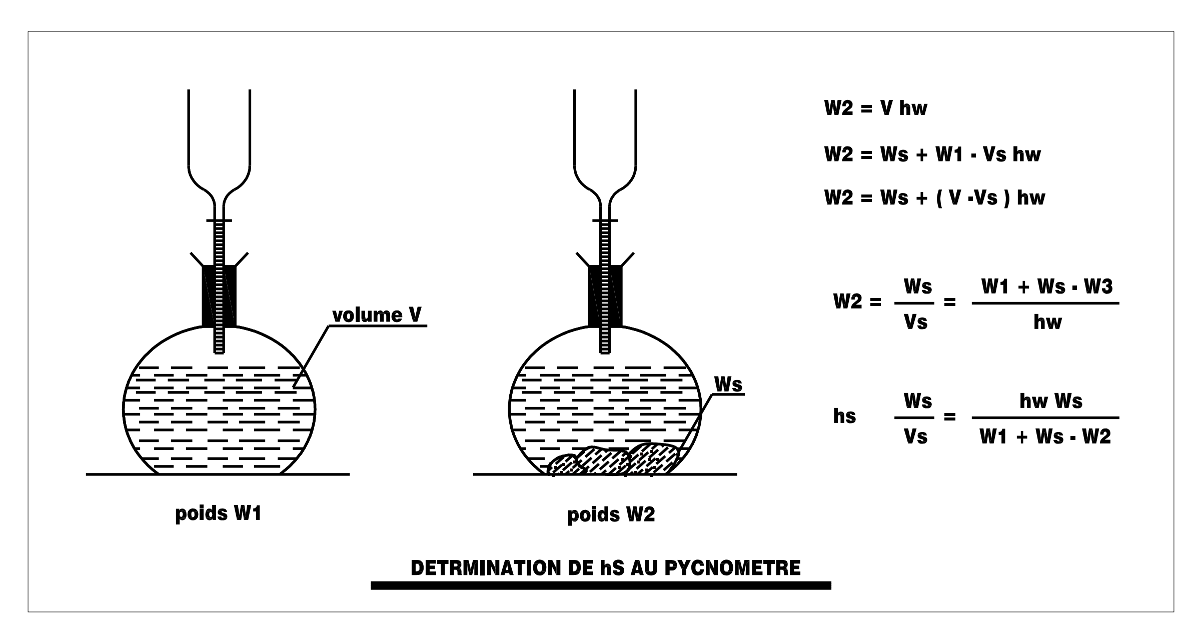
D'après ce que l'on vient de voir, il suffit de déterminer les valeurs des trois paramètres indépendants γs, e et w, ou l'on tire ensuite les autres caractéristiques à l'aide des relations précédentes.

Compte tenu de la disposition inévitable, due notamment à l'hétérogénéité du matériau, on prendra la moyenne de plusieurs essais. Les mesures se font en général au laboratoire.

Détermination du poids volumique des grains solides γs :

Cette mesure se fait à l'aide d'un pycnomètre. Un poids connu de sol Ws, sèche par passage à l'étuve à 105° C jusqu'a poids constant (w = 0) est introduit dans un flacon (pycnomètre) contenant de l'eau distillée. On en déduit par pesée le volume d'eau déplacée par le sol Vs. L'ou l'on tire :

Γs = Ws / Vs.



On a vu que l'on obtient en général 26 KN / m3 < γs < 28 KN / m3.

Toutefois, si le sol a une teneur élevée en matières organique on peut obtenir des valeurs plus faibles pour γs exemple vase de Martrou γs = 18 KN / m3.

Détermination de la teneur en eau :

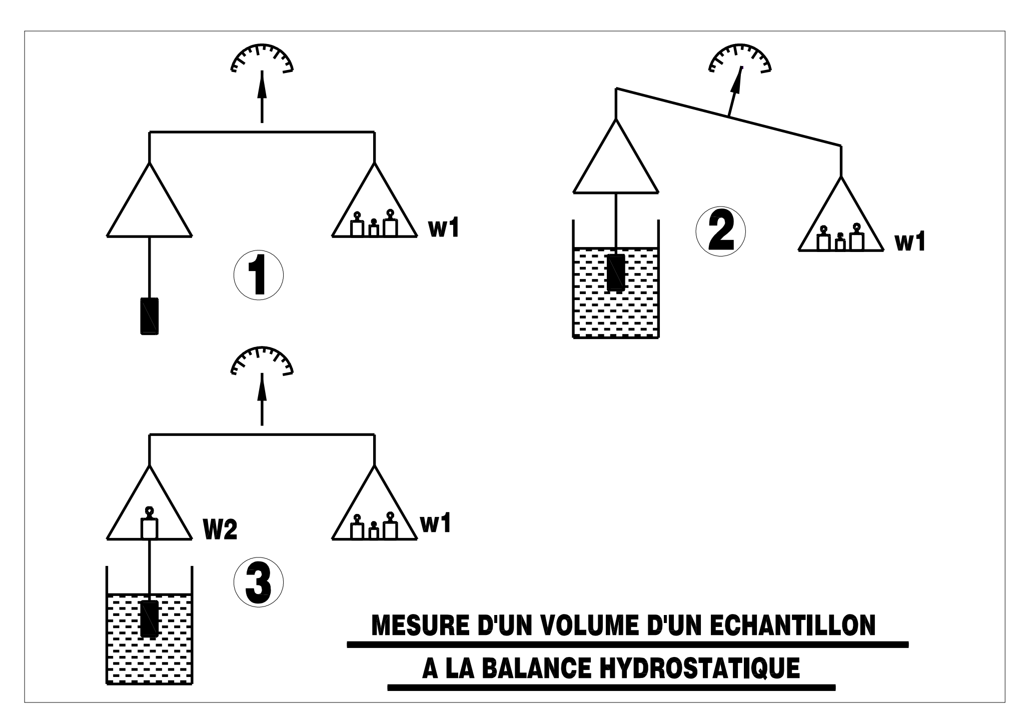
Elle se fait par deux pesées. L'une à la teneur en eau naturelle qui donne le poids W de l'échantillon humide, l'autre à état sec après passage à l'étuve à 105° C. jusqu'à poids constant qui donne le poids sec Wd de l'échantillon.

On en tire W = (w-wd) / wd.

<u>Détermination de l'indice des vides e :</u>

C'est une mesure délicate. Elle nécessite la détermination du poids du poids Ws du sol séché à l'étuve, et du volume total V de l'échantillon. Ce dernier se détermine généralement en mesurant la longueur d'une carotte de diamètre connu (diamètre du carottier). On peut aussi opérer par déplacement de liquide à la balance hydrostatique après avoir paraffine l'échantillon.

On en tire : e = [V / (Wd / γs)] -1.



MESURE D'UN VOLUME D'UN ECHANTILLON
A LA BALANCE HYDROSTATIQUE

V. STRUCTURES DES SOLS :

A. Granulométrie d'un sol

Le squelette solide d'un sol est formé de particules de dimensions très variables pouvant aller de la dizaine de cm au micro. Le but de l'analyse granulométrique est de déterminer la distribution de ces particules en mesurant par pesée l'importance relative de classes grains de dimensions bien définies. Ces différentes classes portent les dénominations suivantes :

Ø moy des grains	200 mm	20 mm	2 mm	0.02 mm	0.02 mm 20 µ	2 µ
désigniation :	cailloux	graves ou graviers	gros sable	sable fin	limon	argile

DENOMINATION DES CLASSES DES GRAINS

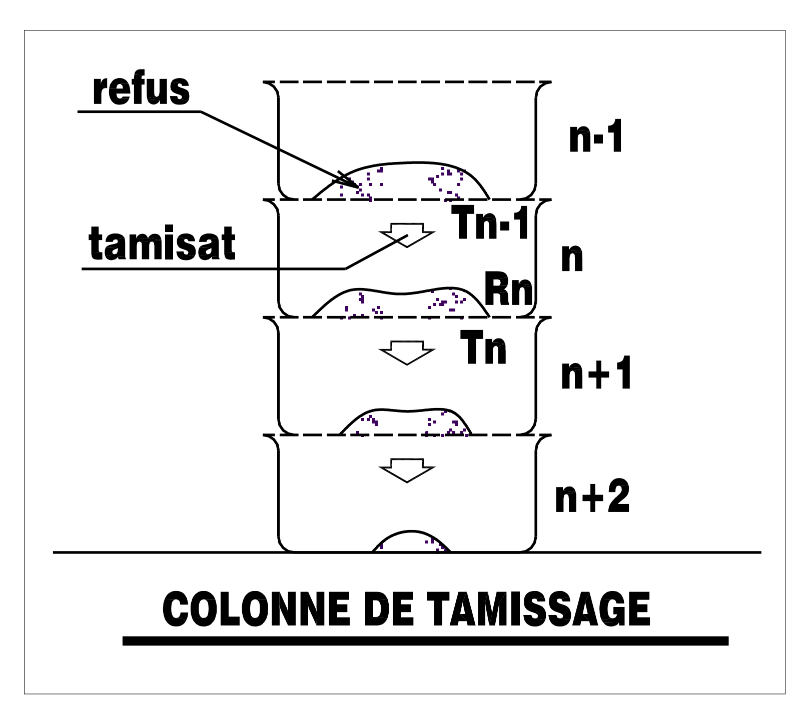
On procède expérimentalement par tamisage pour les éléments de diamètre moyen > 100µ et par sédimentométrie pour les éléments fins est importante. Le tamisage se fait sous un courant d'eau (voie humide). Sinon, il peut s'effectuer par voie sèche.

Tamisage

L'essai de tamisage se fait à l'aide d'une colonne de tamis soumise à des vibrations. L'essai est normalisé. La quantité de matériau retenue par un tamis s'appelle le refus, la quantité de matériau qui passe au travers d'un tamis s'appelle le tamisât.

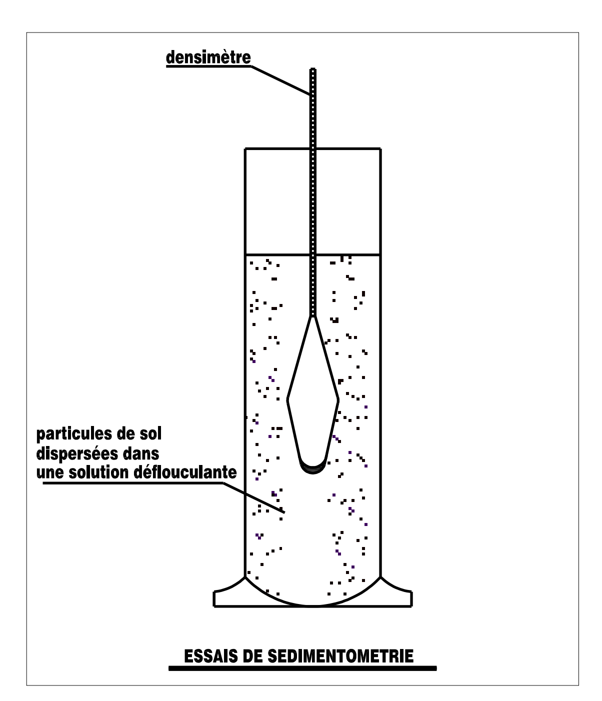
En désignant par Rj les refus, Ti les tamisâts, on a au nième tamis d'une colonne de tamisage :

Tn – 1 = Rn + Tn



Sédimentométrie

Pour les particules inférieures a 100µ les forces de surface inter particulaires sont trop importantes (apparition de la cohésion), et les grains tendent à s'agglomérer. On procède par sédimentométrie, méthode bas »e sur l'application de la loi de stockes phénomène de décantation des grains de sol dans une solution défloculante.



La loi de stockes donne la vitesse limite d'une particule sphérique descendant sous l'action de la pesanteur dans un milieu visqueux.

Cette vitesse est proportionnelle au carré du diamètre de la particule, les particules les plus grosses se déposent plus rapidement.

On a : $v = (\gamma s - \gamma o)\, d2 / 18\, \eta$

η étant la viscosité dynamique de l' eau à la température de l'expérience (η = 1 centpoise à 20°).

γo le poids volumique du liquide (eau + défloculant)

On procède expérimentalement en mesurant la densité de la solution à différentes niveaux en fonction du temps à l'aide d'un densimètre. En introduisant la notion de diamètre équivalent dy (les particules n'étant en réalité pas sphériques, mais plutôt aplaties) on peut calculer à partir des mesures de densité, le pourcentage y en poids de sol sec, des particules de dimensions inférieures ou égales à dy.

B. Limites d'ATTERBERG :

Afin de préciser les trois états de consistance des sols fins : états liquide, plastique, et solide, le suédois ATTERBERG a proposer au début du siècle de définir trois limites exprimées par des teneurs en eau (en %). Les limites de liquide WL de plasticité Wo et de retrait Ws.

Indiquons successivement les tests auxquels on se réfère pour définir ces limites, tels qu'ils ont été précisés par CASAGRANDE.

Nous renvoyons pour plus de détails aux manipulations de géotechnique routière, et au cours de routes.

Limite de liquidité WL :

Elle sépare l'état liquide de l'état plastique. Elle se détermine comme suite : on étant sur une coupelle une couche d'argile que l'on divise en deux à l'aide d'un instrument en forme de. On imprime à la coupelle des secousses égales en intensité, suivant un rythme normalisé. A la limite de liquidité, la rainure en V doit être refermée sur une longueur de centimètre après vingt cinq secousses.

Limite de plasticité WP :

Elle sépare l'état plastique de l'état solide. Elle correspond à la teneur en eau minimum pour laquelle on peut rouler le sol en rouleaux de trois millimètre de diamètre et de deux centimètre de longueur sans qu'ils se rompent.

Limite de retrait WS :

Elle sépare l'état solide sans retrait dans lequel l'eau absorbée est encore en place, de l'état solide avec retrait ou l'eau absorbée a disparu. C'est la teneur en eau juste suffisante pour remplir les pores du sol lorsque celui-ci atteint par séchage son minimum de volume. Elle se détermine peu fréquemment.

Indice de plasticité IP :

C'est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité d'un sol

IP = WL – WP

La notion de plasticité est très importante en géotechnique, en particulier en en géotechnique routière.

CASAGRANDE a montré sur les sols américains qu'il existait une relation de forme :

IP = aWL – b.

Pour les sols français a = 0.70 et b = 9

Précision et porté des essais d'ATTERBERG

On peut considérer que l'erreur sur la limite de liquidité est de l'ordre de 0.5 % pour un laboratoire exercé. Celle sur la limite plasticité être estimée à 2 %.

Malgré leur définition très arbitraire, et le caractère un peu simpliste du processus expérimental, les résultas présentent grande fidélité, et les essais d'ATTERBERG constituent des essais d'identification et de classification fort utiles pour l'ingénieur.

SKEMPTON a montré que l'indice de plasticité est en relation a peu près linière avec le pourcentage en poids des grains inférieurs à 2µ (teneur en argile).

Or, ce sont ces éléments fins qui sont dangereux pour la construction en raison de la présence d'eau absorbée. Le rapport de ces deux pourcentages est appelé activité colloïdale de l'argile. une argile inactive a une activité < 0.75.aa

Une argile normale a une activité comprise entre 0.75 et 1.25.

Une argile active a une activité > 1.25.

On se méfiera tout particulièrement des argiles qui ont un double caractère de plasticité et d'activité.

On notera enfin que dans les sols en place la teneur en eau naturelle W généralement comprise entre WL et WP très près de WP.

Le tableau suivant donne les caractéristiques de quelques sols fins et typiques.

sol	WL	WP	IP	Teneur en eau naturelle	Activité
Limon d'Orly	32	18	14	23	****
Limon plastique du perche	75	48	27	50	****
Argile verte de Romainville	65	30	35	30	0.49
Argile des landes	82	34	48	35	0.80
Argile de Dozulé	48	21	27	19	0.47
Argile bleue de boston	42	22	20	40	****
Argile de Londres	76	29	47	29	****
Tour bure de Bourgoin	66	37	29	55	****
Vase de	70	30	40	66	****

pallavas					

VI. CLASSIFICATION DES SOLS

A. Intérêt d'une classification

Un système de classification utilisant les résultats d'essais facilement exécutables et peu onéreux est d'un grand intérêt pour l'ingénieur dans tous les problèmes courants de mécanique des sols.

Bien qu'il existe de nombreux systèmes de classification présentant chacun leurs avantages et leurs inconvénients. Et pouvant regrouper différemment certains types de sols, l'intérêt d'une classification est en supprimant les désignations imprécises et ambiguës de donner une première idée du comportement mécanique du sol étudié elle permet ainsi d'éveiller l'attention de l'ingénieur au stade des études préliminaires ou les avant-projets et d' utiliser ensuite judiciairement les crédits affectes a la reconnaissance de cause le type le nombre et l'emplacement des essais plus complexes de laboratoire ou in situ qui seront ensuite exécutés.

Enfin dans le cas des ouvrages ou l'expérience pratique s'impose encore sur le calcul (choix des structures en géotechnique routière par exemple)

L'utilisation d'une classification est indispensable.

On définit également l'indice de liquidité :

$IL = (W - WP) / (WL - WP) = (W - WP) / IP$.

Pour une argile donnée, plus cet indice est grand, plus l'argile voisine de l'état liquide, donc plus elle est dangereuse. On notera que si $W > WL$, ce qui arrive parfois, IL est supérieur à 1.

B. La classification LPC : laboratoire des ponts et chaussées :

Nous nous bornerons à étudier la classification LPC couramment utilisée en France. Cette classification utilise les résultats fournis par la granulométrie et les limites d'ATTERBERG, ainsi quelques essais complémentaires qui seront vu au chapitre suivant

Sols à granulométrie uniforme

Lorsque les dimensions des grains sont peu différentes, on adopte la classification déjà donnée

Sols pulvérulents $d_{moy} > 20\ \mu$ (cailloux; Graves gros; sable; sable fin)

Sols cohérents $d_{moy} < 20\ \mu$ (limon, argile)

En fait les limons ne se différencient des argiles que par les valeurs des limites d'ATTERBERG comme indiqué ci-après.

Sols a granulométrie non uniforme

Sols grenus dont 50 % des éléments en poids ont un diamètre > 80 µ.

Sols fins dont 50 % des éléments en poids en un diamètre > 80 µ.

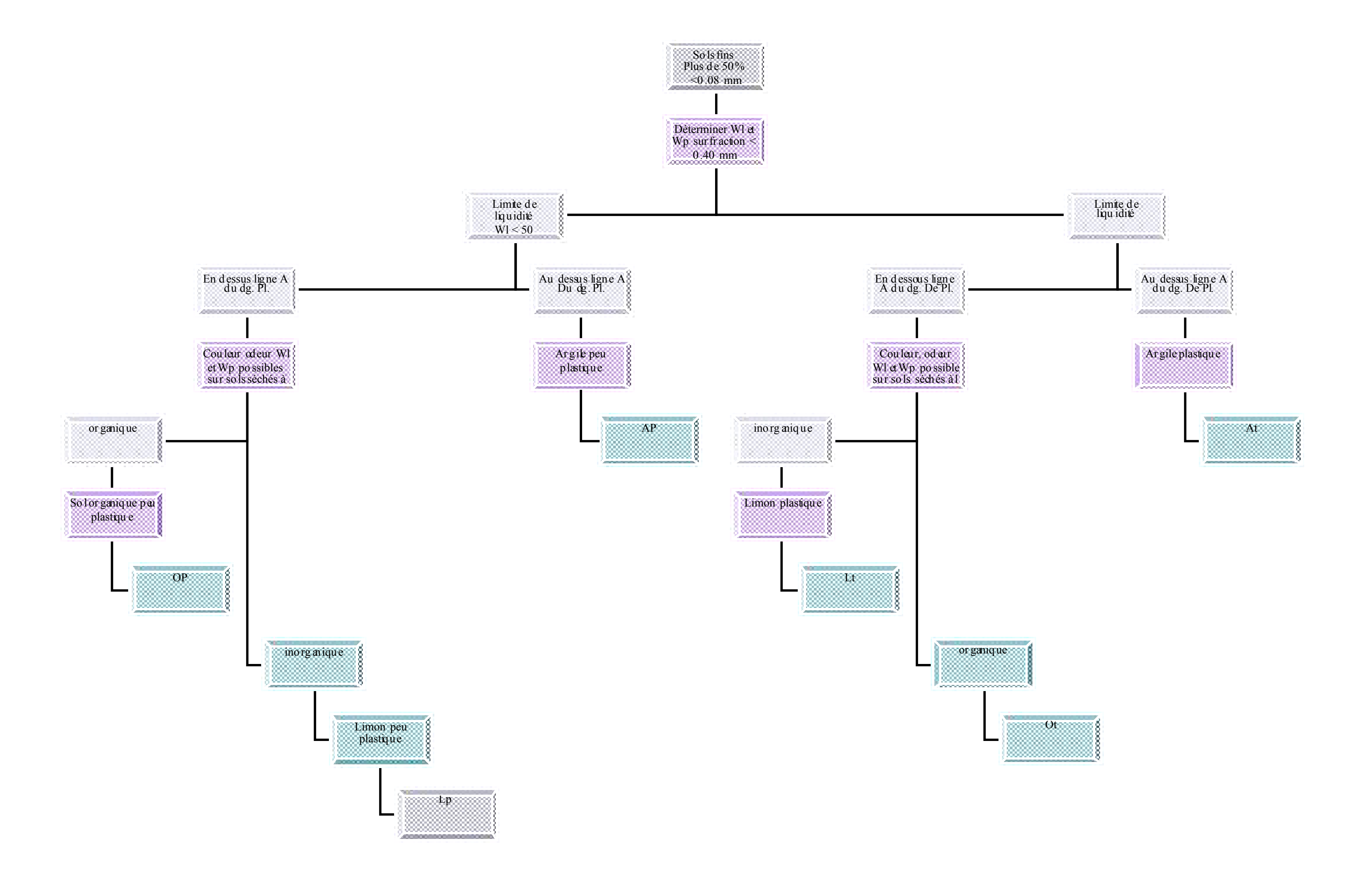
Sols organiques dont la teneur en matière organique est élevée.

Elle utilise les résultats des essais d'ATTERBERG par intermédiaire de l'abaque de plasticité de CASAGRANDE

La classification LPC est résumé dans les tableaux suivants :

CALSSIFICATION DES SOLS GRENUS					
définitions			sym	conditions	Appellations
graves	+ 50 % : D >2mm	-5 % < 0.08 mm	Gb GW	Cu = D60 / D10 > 4 Et Cc = (D30)² / (D10 x D60) compris entre 1 et 3	Grave propre Bien graduée
			Gm Gp	Une des conditions de Gb Non satisfaire	Grave propre Mal graduée
		+ 12 % : <0.08 mm	GL GM	Limite d'ATTERBERG au-dessous de A	Grave limoneuse
			GA GC	Limite d'ATTERBERG au-dessus de A	Grave argileuse

CALSSIFICATION DES SOLS GRENUS					
définitions			sym	conditions	Appellations
sables	+ 50 % : D < 2mm	-5 % < 0.08 mm	Sb SW	Cu = D60 / D10 > 6 Et Cc = (D30)² / (D10 x D60) compris entre 1 et 3	Sable propre Bien gradué
			Sm Sp	Une des conditions de Sb Non satisfaire	sable propre Mal gradué
		+ 12 % : <0.08 mm	SL SM	Limite d'ATTERBERG au-dessous de A	Sable limoneux
			SA SC	Limite d'ATTERBERG au-dessus de A	Sable argileux
Lorsque 5 % < % inférieur à 0.08 mm <12 on utilise un double symbole					



VII. PROCEDURE D'IDENTIFICATION ET ESSAIS COMPLEMENTAIRES

A. Procédure courante d'identification :

Nous ne parlons par des problèmes d'échantillons qui sortent du cadre de ce cours, mais qu'il ne faut pas cependant négliger. Nous renvoyons pour cela aux modes opératoires du LPC. L'identification commencera toujours par une observation préalable de l'échantillon : (couleur, odeur, homogénéité, présence de coquilles, de débris végétaux, etc...).

On passera ensuite à la mesure des paramètres physiques :γs (au pycnomètre), teneur en eau W, indice des vides e (par mesure directe ou à l'aide d'une balance hydrostatique). On pourra en déduire les autres caractéristiques physiques.

On procédera ensuite à la détermination de la granulométrie :

Par tamisage à sec s'il y(a pas d'éléments fins) :

Par voie humide (tamisage sous l'eau) dans le cas contraire.

On comptera l'essai par la sédimentométrie sur la fraction < 100 μ.

En précisant bien le mode de dispersion et la nature du floculant.

On en tirera :

Le cœfficient d'uniformité de HAZEN : $Cu = d60 / d10$

Eventuellement le cœfficient de courbure : $Cc = (d30)^2 / (d10 \times d60)$.

Le diamètre efficace d10.

Le pourcentage des éléments inférieurs à 2 µ (teneur en argile) par rapport au poids total du mortier (éléments <0.40mm) .

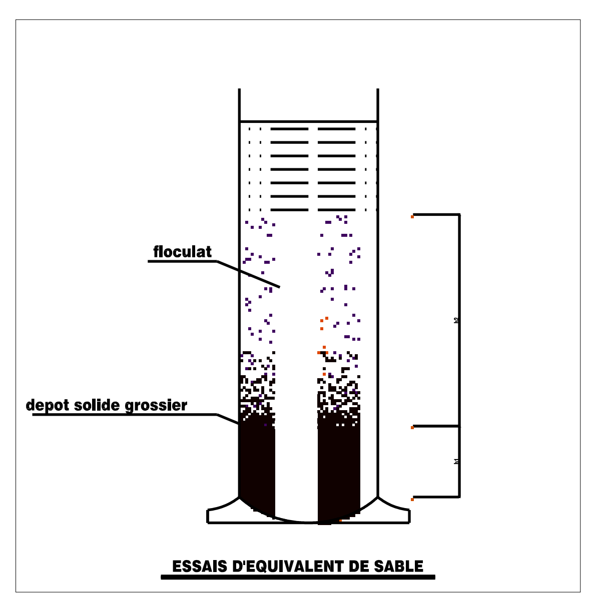
On terminera en déterminant sur le mortier les limites de liquidité et de plasticité, d'où l'on déduira Ip , et on reportera le résultat sur l' abaque de plasticité de CASAGRANDE.

On pourra également en déduire l'activité du mortier.

Dans les cas courants, à l'aide des tableaux précédents, il n'y aura pas d'ambiguïté et l'identification sera terminée.
Dans certains cas cependant, on sera amène à exécuter des essais complémentaires que nous allons maintenant étudier.

B. Essai d'équivalent de sable :

Cet essai est plus particulièrement utilisé en géotechnique routière.
Il est surtout important dans le cas des sols grenus, car il permet d'évaluer la quantité d'éléments fins contenus dans ces sols et dont la présence en quantité notable peut modifier profondément le comportement mécanique.
L'essai est effectue sur la traction du matériau dont les éléments sont inferieursà5mm.
L'échantillon est place dans une éprouvette avec une solution normalisée contenant un agent dispersant .L'éprouvette est ensuite agitée mécaniquement suivant un processus normalise.
On laisse ensuite reposer l'ensemble. Il se forme très rapidement au fond de l'éprouvette un dépôt solide grossier surmonte d'un dépôt de floculat de sol fin. Au bout d'un temps fixe par la norme, les hauteurs h1et h2 du dépôt solide et du floculat sont mesurées.
L'équivalent de sable ES s'exprime par le pourcentage :
$ES =(h1 / h2) \times 100$.
Essai d'équivalent de sable :
On a donc théoriquement :
ES = 0 argile pure
ES = 20 sol plastique
ES = 40 sol non plastique
ES = 100 sable pur et propre
En pratique, cet essai n'est réalisé que sur des sols grenus pour lesquels la détermination des limites d'ATTERBERG est difficile et imprécise. On a donc en général :
ES >30.



VIII. DETERMINATION PRATIQUES DES POUSSEES ET DES BUTEES

A. Remarques simplificatrices, rugosité, diagramme de pression des terres

remarques importantes diverses

a) Les efforts qui intéressent les projeteurs sont ceux qui sont perpendiculaires à l'écran. Lorsque l'écran est rugueux, il ne faut pas oublier de prendre les composantes normales des efforts de poussée ou de butée. L'expression de ces composantes normales figure dans le tableau annexe.

b) dans la plupart des cas, les praticiens adoptent un seul coefficient de poussée K_a et un seul coefficient de butée $K_{p\,;}$ il s'agit en général des coefficients correspondants au milieu pesant.

On a donc

$$K_a=K_a'=K_a''$$
$$K_p=K_p'=K_p''$$

Quelle erreur peut-on commettre en procèdent ainsi ?

Le tableau ci-après représente les coefficients de poussée K_a et K_a'' s'exerçant sur un écran vertical, la surcharge étant normale.

Dans le cas 1 la surface libre est horizontale

Dans le cas 2 la surface libre est inclinée à 15° (β =+15°).

φ	Cas 1				Cas 2			
	β =0° soit $\Omega = \pi/2$				β =15° soit Ω = 105°			
	$\delta = 0$		$\delta = +\varphi$		$\delta = 0$		$\delta = +\varphi$	
	ka	Ka''	ka	Ka''	ka	Ka''	ka	Ka''
15°	0.59	0.59	0.53	0.54	1.02	0.51	0.97	0.47
20°	0.49	0.49	0.44	0.45	0.65	0.41	0.61	0.37
30°	0.33	0.33	0.31	0.32	0.41	0.25	0.38	0.23
40°	0.22	0.22	0.22	0.22	0.25	0.14	0.29	0.34

Ce tableau montre que, dans le cas 1, les divergences sont négligeables. par contre, le cas 2, les différences vont simple au double.

La simplification $k_a = k_{a'}$ ou $k_p=k_p'$ doit donc être utilisée en connaissance de cause, et dans certains cas, en particulier lorsque les surcharges sont élevées, il est inacceptable.

Rugosité, inclinaison de la contrainte

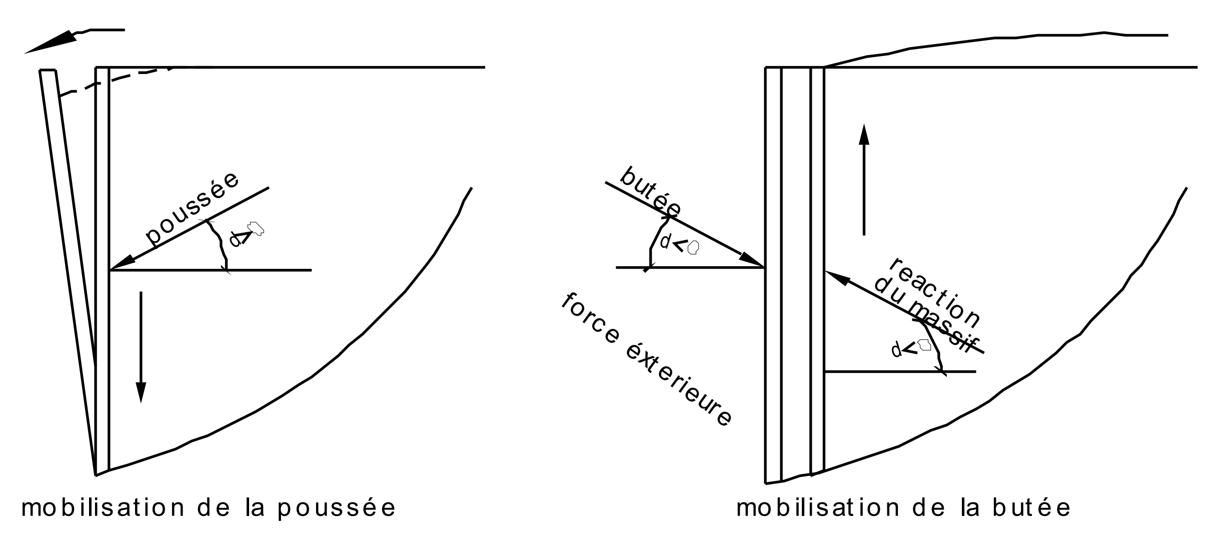
La prise en considération d'un écran lisse ($\delta=0$) conduit en général à des valeurs pessimistes de k_a et k_p ; on pourra donc retenir que, sauf exception, cette hypothèse est du côté de la sécurité.

En effet, en général la poussée des terres sur le mur conduit à un déplacement vertical vers le bas du sol par rapport au mur. Par contre, la mise en butée d'un massif conduit à un déplacement vertical ascendant du sol le long de l'écran

Donc

$\delta>0$ Pour la poussée

$\delta<0$ Pour la butée



Les écrans réels ont toujours une certaine rugosité (rideaux de palplanches, maçonnerie, béton) et permettent le frottement du sol.
D'un côté les coefficients de poussée et de butée k_a et k_p diminuent lorsque δ croit en valeur algébrique.

Donc, si l'écran est rugueux. k_p croit et k_a diminue ; l'hypothèse $\delta=0$ va donc dans le sens de la sécurité.

Les variations du coefficient de butée sont très importantes et la prise en compte d'une rugosité trop forte risque de conduire à un sous dimensionnement des ouvrages.

Par exemple, pour un écran vertical, une surface libre horizontale et un angle φ de 35°, on a :

- Écran lisse

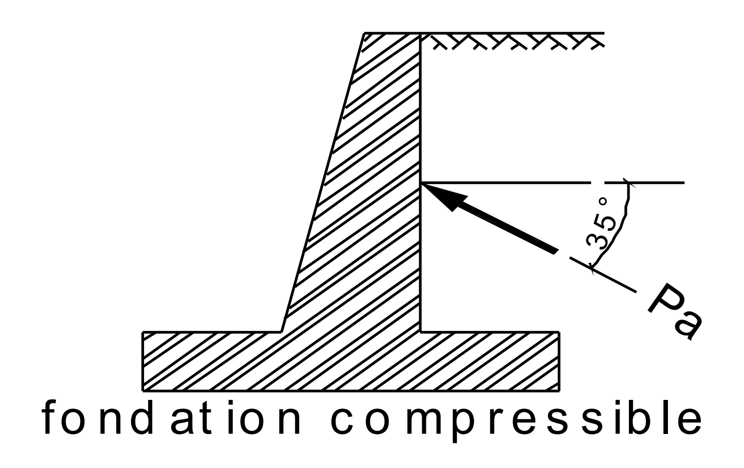
  $k_a=tg^2(\pi/4-\varphi/2)=0.27$

  $k_p=tg^2(\pi/4+\varphi/2)=3.69$

- Écran rugueux :

  $\delta=+\varphi \rightarrow ka=0.26$

  Mais $\delta=-\varphi \rightarrow ka=10.5$



Compte tenu de cette remarque et du rappel des déplacements nécessaires pour mobiliser la butée, on s'aperçoit que le choix de δ doit être fait avec beaucoup de prudence.

Examinons un cas particulier assez rare mais peut se produire.

Supposons que le mur de soutènement de la figure précédente soit fondé sur un sol compressible et tasse sensiblement.

On voit que le frottement est inversé et δ devient négatif pour $\delta=-\varphi$ et $\varphi=35°$ le tableau I donne $k_a=0.94$.

Par rapport au cas précédant la poussée est alors multipliée par 3.6. Ceci confirme l'importance d'un choix correct des hypothèses.

<u>Diagramme de pression des terres</u>

Dans la pratique, le calcul des soutènements doit être conduit en prenant en compte des hypothèses souvent complexes :

- Massif pesant a surface libre pouvant être inclinée,
- Écran recoupant plusieurs couches de caractéristiques mécaniques différentes,
- Action de la pression de l'eau,
- Action des surcharges permanentes ou provisoires de dimensions indéfinies ou limitées.

Pour calculer les ouvrages sous ces nombreuses sollicitations combinées, on a l'habitude de représenter en chaque point de l'écran *la composante normale de la pression des terres,* le sol étant supposé en équilibre limite de poussée ou de butée.

Les paragraphes suivants ont pour but de permettre l'élaboration de ce diagramme dit *diagramme de pression des terres.*

La figure suivante représente un tel diagramme :

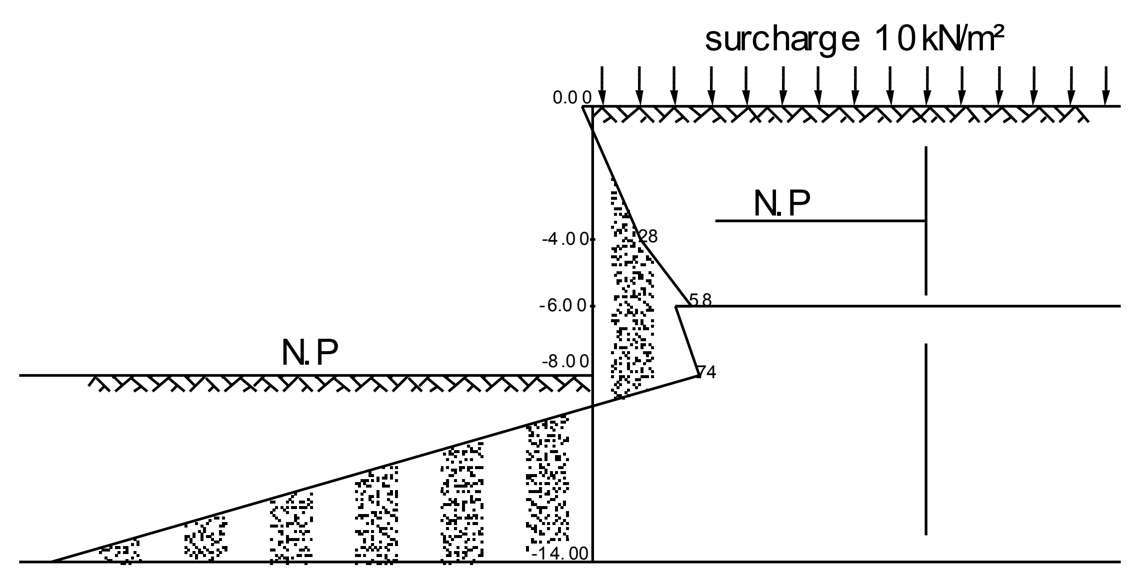


diagramme des pression des terres
N.P = niveau phréatique kN/m²

B. Calcul des contraintes de poussée et de butée dans divers cas pratiques

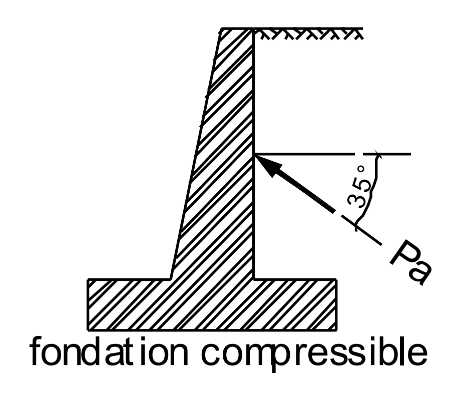
Les méthodes qui sont présentés ici sont loin d'être rigoureuses. Elles ont l'avantage de permettre l'application de la théorie de la poussée et de la butée aux problèmes courants. Dans certains cas différentes méthodes sont proposées ; compte tenu de la remarque qui vient d'être faite, il ne faut pas s'étonner si elles conduisent à des résultats parfois assez divergentes.

Sols stratifies

Méthode. – Les terres situées au-dessus de la couche considéré sont supposées agir comme une surcharge pour calculer la pression des terres dans cette couche.

Explication. – Pour déterminer la poussée des terres le long de AB, on peut superposer dans le cas général

a) La poussée due au point de la couche i
b) L'action des couches supérieures et de la surcharge
c) L'action de la cohésion



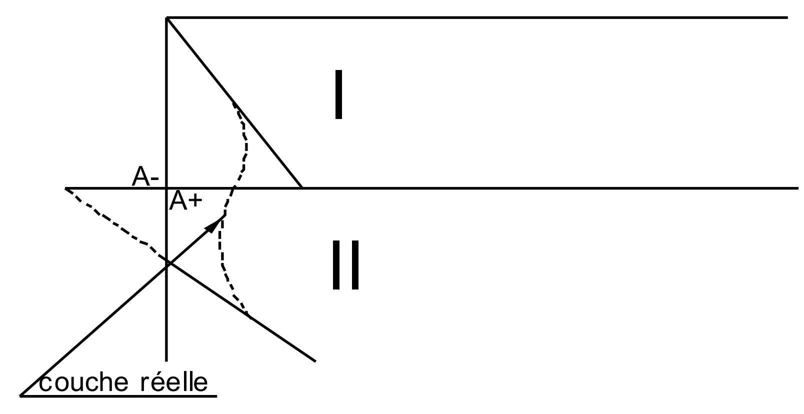
D'où le tableau suivant :

	Pression normale à l'écran en M	Résultante des pressions normales pour la couche
Poussée de la couche	$q_i=k_a \gamma L \cos \delta$	$Q_i=1/2\ k_a \gamma_i H_i^2 (\cos \delta / \cos^2\lambda)$

	$q_i=k_a \gamma z (\cos\delta \cos\lambda)$	
Action des couches supérieures et de la surcharge soit $S=q1+\sum \gamma H$	$q_1=k_a S \cos\delta$	$Q=k_a S H (\cos\delta / \cos\lambda)$ Appliquée ou milieu de AB
Action de la cohésion	A déduire : $Q_c=C_i/tg\varphi_i(1-ka\cos\delta)$	A déduire : $Q_c=c_i/tg\varphi(1-k_a\cos\delta)H_i/\cos\lambda$

Observations. – Cette méthode n'est valable que dans la mesure ou l'on admet que $k_a=k_a'$

A la limite de deux couches, au point A par exemple, la contrainte peut être différente selon que l'on considère le point A situé a la base de la couche $i-1$de caractéristiques ci-1et φi-1ou le point A situé en tête de la couche i de caractéristiques c_i et φ_i

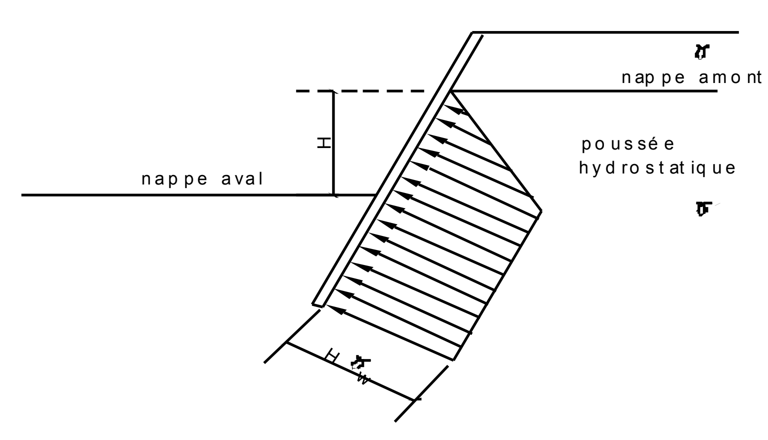


Discontinuité à la limite de deux couches

Il y a donc des *discontinuités* parfois très importantes à la limite de deux couches. dans la pratique de telles discontinuités ne s' auraient exister de façon brutale.

Il est indispensable de considérer séparément les points A+ et A- situées a la limite de deux couches pour établir le diagramme de pression des terres.

<u>Présence d'une nappe</u>



Deux actions doivent être superposées :

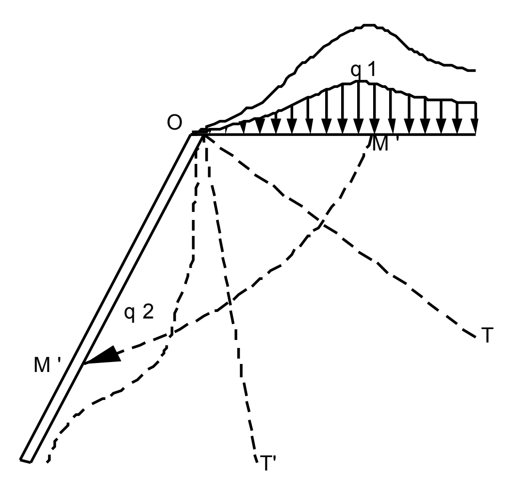
- *L'action de la pousse des terres en prenant en compte le point spécifique immergé en dessous de la nappe.*
- *La pousse hydrostatique de l'eau qui, bien entendu. est normale a l'écran.*

S'il existe également une nappe coté aval de l'écran, la poussée hydrostatique est constante et égale a la différence H de niveau entre le coté amont et aval en dessous du niveau superieur de cette nappe.

Remarques – la poussée due à l'eau est considérable. dans les murs classiques on prévoit des systèmes de drainage et des barbacanes pour éviter cette poussée. pour les rideaux de palplanches ou les parois moulées, ceci n'est pas toujours possible.

Surface libre de forme quelconque

Méthode générale



Les terres au dessus de l'horizontale de O sont remplacées par une surcharge de poids équivalent.

On considère ensuite qu'une contrainte quelconque q_1 en M exerce une poussée $q_2=k_a'q_1$ en M' étant sur la ligne de glissement passant par M. du fait de la conjugaison des contraintes et des lignes de glissement, on peut admettre que la ligne MM' est la ligne d'action de M

Cette méthode est fastidieuse d'emploi et de plus les surfaces libres peuvent en général être ramenées à des formes simples.

Talus limité en tête de l'écran

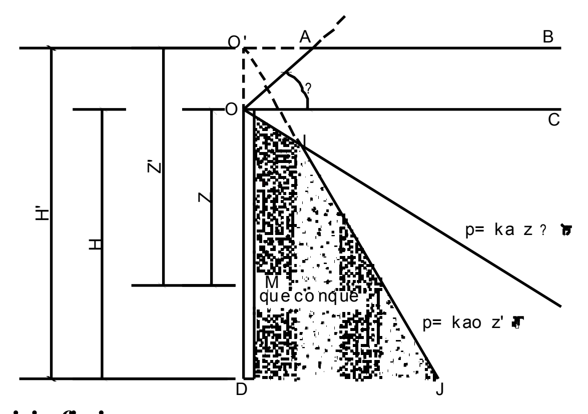
Des talus de hauteur limitée sont souvent prévus en tête des parois de façon a raccourcir la longueur de celles-ci et à réaliser une économie.

Superposons :

a) État des contraintes sur un écran fictif de hauteur O'D pour un milieu γ,c,φ,H'non surchargé avec une surface libre d'inclinaison $\beta=0$d'ou un coefficient de poussée k_{a0} et un diagramme de poussée o'j ;

b) L'état des contraintes sur l'écran réel OD avec une surface libre infinie d'inclinaison $\beta=\omega$, d'où le coefficient de poussée $k_{a\omega.}$

Le diagramme des pousses sera donne par OIJ



Surcharge semi infinie

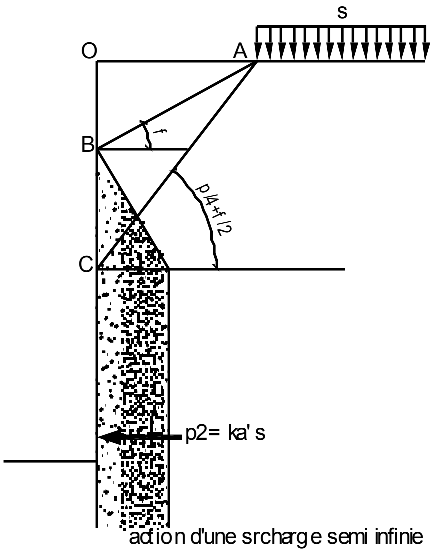
Considérons une charge uniforme limitée à une distance OA de l'arête de l'écran.

Les hypothèses suivantes sont habituellement faites :

a) Au dessus de la ligne d'action AB inclinée de φ la surcharge n'a aucune influence ;

b) En dessous de la ligne d'action AC inclinée de π/4+φ/2 la surcharge agit comme si elle était parfaitement uniforme soit $q_2=k_a's$.

Entre B et C on admet une progression linéaire d'où le digramme des contraintes correspondant.



action d'une srcharge semi infinie

Surcharges partielles de longueur infinie

REMARQUES PREALABLES – Nous nous limiterons pour cette méthode approchées au cas ou

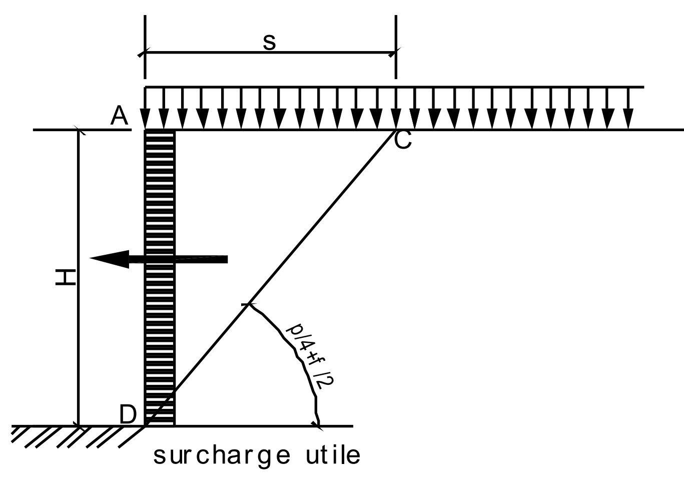
$\Omega=90°$

$\alpha=\delta=0$

Dans ces conditions

$k_a'=k_a=tg^2(\pi/4-\varphi/2)$

Concéderons un écran de hauteur H et une surcharge uniformément repartie ; le massif sollicitant l'écran est limité par la ligne de glissement CD.



surcharge utile

La partie utile de la surcharge c'est-à-dire celle sollicitant l'écran est S=s AC=H tg(π/4-φ/2)

D'autre part, la poussée en un point quelconque de l'écran est :

$p = ka'\ s=s\ tg^2(\pi/4-\varphi/2)$

Et la résultante sur l'écran est

$Qs = p\ H = s\ AC\ tg(\pi/4-\varphi/2)$

$Qs = S\ tg(\pi/4-\varphi/2)$

Bande surchargée de longueur infinie

L'application des mêmes principes que ceux décrits dans les paragraphes précédents conduit à des diagrammes ABCD ;la pression en B et en C sera choisie de façon que la résultante Qs soit donnée par la formule précédente

En pratique, on simplifiera le diagramme ABCD en prenant :

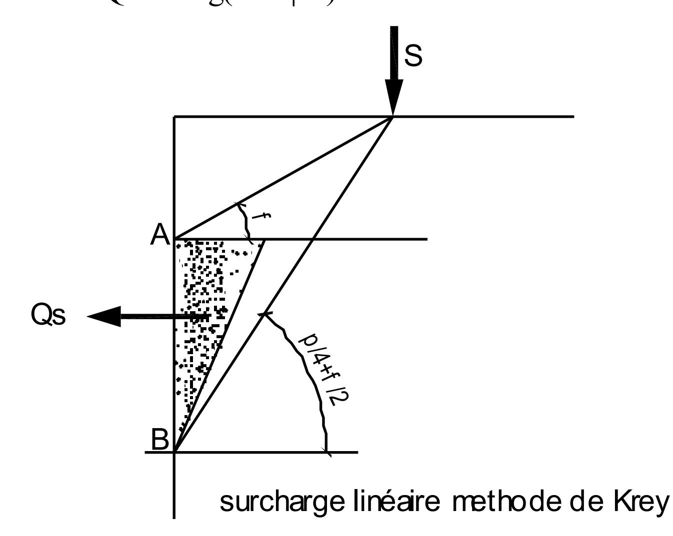
- Soit une repartions uniforme entre A et D
- Soit une repartions triangulaire

Surcharge linéaire infinie

Deux méthodes sont utilises

a) *Méthode de Krey* – elle est identique a la méthode précédente on devra avoir

$Qs = S\ tg(\pi/4-\varphi/2)$

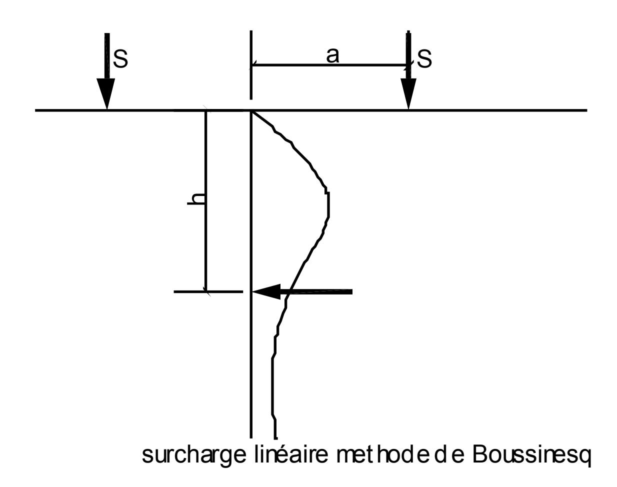


surcharge linéaire methode de Krey

Nous avons représenté un diagramme triangulaire. On peut également adopter entre A et B une répartition rectangulaire.

b) *Méthode de Boussinesq* – boussinesq a étudié la répartition des contraintes dans un milieu semi indéfini élastique donc *déformable* le long d'un plan vertical écran la contrainte horizontale radiale s'écrit

$P=2/\pi\ S\ ha^2/\ (a^2+h^2)^2$



surcharge linéaire methode de Boussinesq

Si l'écran est parfaitement rigide il faut considérer l'action simultanée d'une surcharge fictive S' la pression sur l'écran est alors doublée et devient :

$$P=4/\pi \ S \ ha^2/\ (a^2+h^2)^2$$

En pratique et compte tenu des expériences diverses il convient d'utiliser :
La méthode de krey pour les écrans présentant une certaine flexibilité tels que les rideaux de palplanches

Pour les écrans rigides tels que les murs en maçonnerie les parois blindées la méthode de boussinesq avec le coefficient multiplicateur de 2

Surcharge locale

Une surcharge locale peut être prise en compte en admettant :
Une répartition à 1/2 dans le sens de la longueur
Dans le sen la hauteur une répartition identique a celle définie dans le paragraphe 6
De plus l'intensité des pressions sera telle que leur résultante s'écrive

$$Qs=S \ tg(\pi/4-\varphi/2)$$

Autre cas particuliers

Les méthodes décrites dans ce paragraphe sont des méthodes non rigoureuses mais qui reposent sur des principes communs qui pourront être appliqués a de nombreux autres cas.

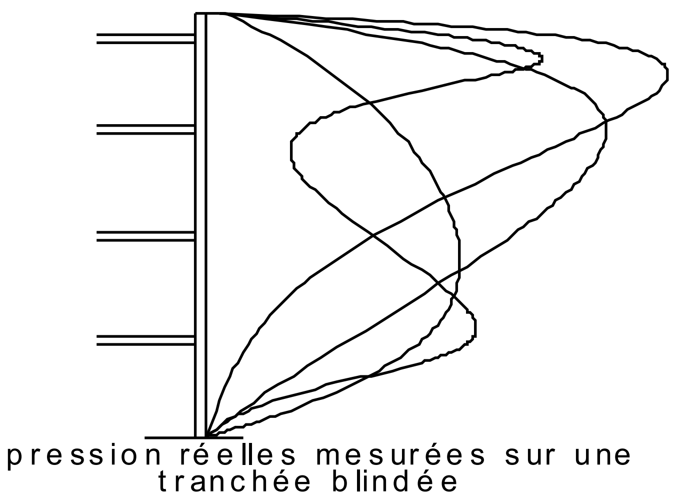
pour plus de détails sur les calculs pratiques on se refermera a l'ouvrage de Graux déjà cité de nombreux cas particuliers y sont traités donc entre autres celui des surcharges localisées sur les sols purement cohérent

C. **Tranchées blindées**

Détermination de la pression des terres.

Comme nous l'avons vu précédemment la paroi est ploquée en tête sous la poussée croissante avec la profondeur tout se passe comme si elle pivotait autour de son arête supérieure la pression des terres dans les couches supérieures est donc beaucoup plus élevée que ne le voudrait la théorie de la poussée

La mesure des pousses sur les *étrésillons* des tranches est particulièrement facile aussi a t'on disposé très tôt de résultats de mesures assez nombreux.



pression réelles mesurées sur une tranchée blindée

La figure suivante montre le résultat de telles mesures effectuées sur une tranche de 11.50 m dans du sable pour un passage souterrain à Berlin les quatre courbes correspondant aux valeurs extrêmes mesurées dans quatre zones différentes cette expérimentation est relatée par terzaghi il en a déduis ainsi que d'autres expériences similaires des règles pratique de détermination des pressions des terres que nous allons étudier

la figure suivante représente quatre diagrammes de poussée des terres correspondant aux cas suivants :

Sables compacts

La répartition est celle de la figure 1
La résultante a pour valeur :

$$P=0.64k_a\,\gamma\,H^2$$

Sables lâches

$$P=0.72k_a\,\gamma\,H^2$$

La résultante s'exerce a une distance de 0.45 H de la base de la tranchée

Sols purement cohérents

Deux méthodes peuvent être utilisées

c) La méthode du diagramme de peck

La pression maximale est

$$P=\gamma\,H-4c$$

La résultante
$P=0.775H\,(\gamma\,H-4c)$
S'exerce a une hauteur égale a 0.47 H au dessus du fond de fouille

d) Méthode des terres au repos

La cohésion est assez difficile a connaître avec pression d'autre part une différence d'évaluation de la cohésion peut faire passer d'une tranchée qui ne pousse pas ($\gamma H-4c\leq 0$)àune tranchée avec des poussées sensibles on préfère souvent prendre les poussées figurant sur le diagramme de la figure 4 avec les cas suivant

Argile raide P1=0.15 γ H² à 0.47 H de la base.
Argile plastique P2=0.21 γ H² à 0.38Hde la base.
Argile molle P3=0.25 γ H² à 0.33H de la base.

Il est conseillé de faire le calcul par deux méthodes et de prendre le cas le plus défavorable

Action des surcharges

Les méthodes seront les mêmes dans le cas des parois non blindées

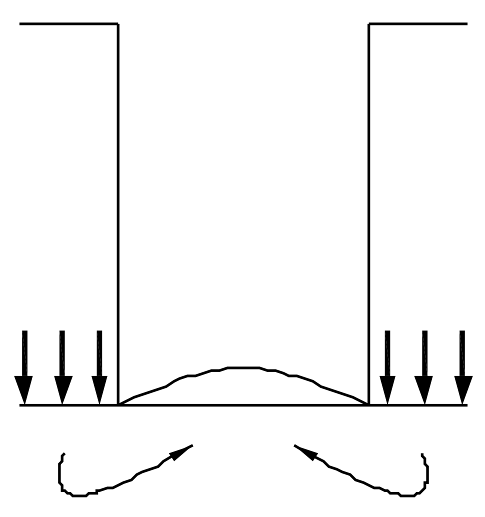
Sols cohérents

Le calcul sera fait en considérant le sol pulvérulent de même angle de frottement φ et en déduisant l'action de la cohésion

$$Pc = (1-k_a'\cos\delta)\,c / tg\,\varphi$$

Stabilité de fond des fouilles

Les méthodes de calcul sont basées sur l'étude des fondations superficielles et semi profondes bien entendu si la fouille est exécutée sous le niveau de la nappe il faut tenir compte des pressions d'écoulement



Les gradients hydrauliques sont élevés en fond de fouille et les risques de renard importants

IX. DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE SOUTENEMENT

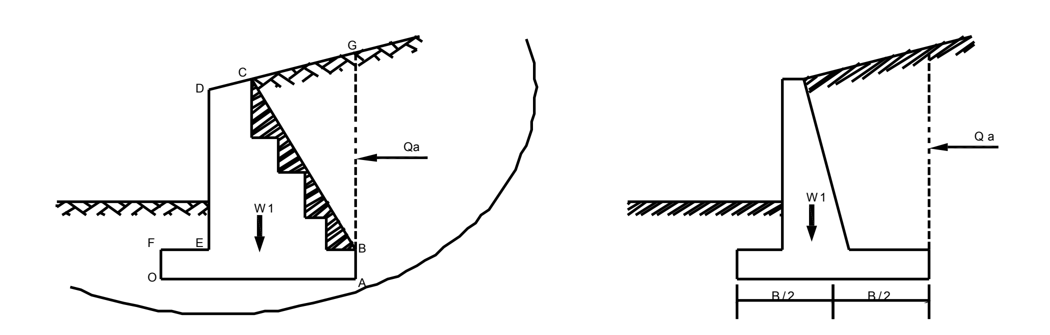
Avertissement

L'enseignement dont ce livre est le reflet se limite a la détermination des poussées et des butées sur les écrans

Le dimensionnement des ouvrages de soutènement est traité par ailleurs nous avons cependant réuni dans cette troisième partie une description volontairement schématique des méthodes les plus simples de calcul des ouvrages
le lecteur aura les yeux plus un guide qu'un traité de cette question et il abordera plus facilement la lecture des ouvrages spécialisés qui sont cités en références et qui lui permettront de résoudre correctement ce type de problème

Murs de soutènement classiques

les figures suivantes montrent les efforts s'appliquant sur les murs en général on considère la poussée sur un écran fictif vertical passant par le talon AB de la semelle le poids W2 du massif de terre BB'CG agit alors sur la semelle



Dans ce cas la pousse Qa sur BG doit être prise avec $\delta=0$ arc l'écran BG est fictif et il n y a pas de déplacement différentiel entre la partie a gauche et celle a droite

Dans le cas de mur a redans on peut également considérer l'écran incliné BC le poids des terres n'intervient plus que dans la zone hachurée

Lorsque la semelle est superficielle il est prudent de négliger la butée Qp
R est la résultante des efforts qui s'appliquent sur la semelle
L'étude de la stabilité du mur comporte les phases suivantes

- ***Stabilité au renversement***

Il faut comparer les moments par rapport a O des forces qui stabilisent le mur a celle qui n'on tendance a le renverser le coefficient de sécurité s'écrit

$$Fs = (\sum M'/0 \text{ de } W_1 \text{et } W_2) / (M'/0 \text{ de } Q_a \text{ (+éventuellement } M'/0P_w)$$

Avec P_w = résultante de la poussée hydrostatique
Le coefficient de sécurité minimum est de 1.5

- ***<u>Stabilité au glissement</u>***

La résultante au cisaillement mobilisable le long de OA s'écrit :

$$S = a\,OA + (W_1+W_2)\,tg\,\delta'$$

δ' étant l'angle de frottement entre la semelle et le béton de la semelle et <a>l'adhérence

Le coefficient de sécurité s'exprime comme le rapport des forces horizontales qui peuvent s'opposer au glissement aux forces horizontales qui tendent a la provoquer d'où

$$F_s = (Qp'+S)/(Q_a+P)$$

Qp' est la composante horizontale de la butée aval que néglige pour la semelle superficielle a moins qu'elles soient munies d'une bêche

On doit avoir
Fs > 1.5 si Qp' est négligé
Fs > 2 s'il est tenu en compte de Qp'

La stabilité au glissement est souvent une condition contraignante pour le dimensionnement des murs

Remarques – afin de pouvoir prendre c et φ au lieu de a et δ dans le calcul de S il y a tout intérêt a réaliser des bêches les bêches améliorent considérablement la résistance au glissement

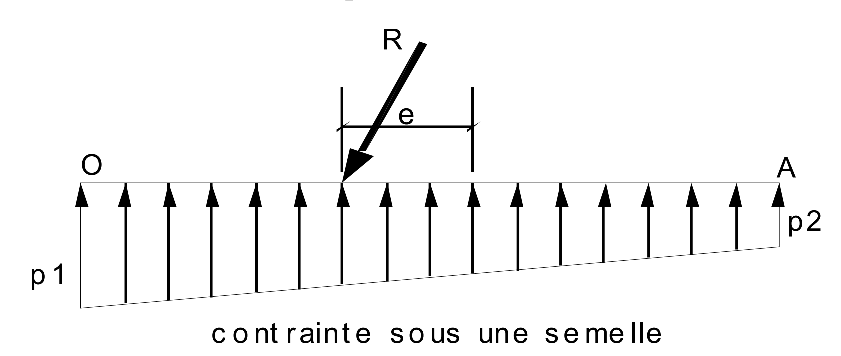
- ***<u>Stabilité du sol de fondation</u>***

Vis-à-vis de la rupture et des tassements.

L'action des différentes forces conduit à une résultante oblique R et excentrée au niveau de OA.

Les chapitres précédents fournirent tous les éléments nécessaires pour calculer la stabilité vis-à-vis de la rupture d'une semelle continue soumise à une charge excentrée et inclinée il traite également de la détermination du tassement prévisible.

Les tassements doivent être compatibles avec la bonne tenue de l'ouvrage.



contrainte sous une semelle

Remarques – les murs en maçonnerie ou même en béton armé lorsque la fondation est compressible, sont dimensionnés pour que l'excentrement <e>reste inférieur à B/6 (résultante dans le tiers central de façon a ce que les réactions sous la semelle soient toujours positives en admettant une répartition linéaire de celles-ci

Pour les murs en béton armé reposant sur des sols résistants, une excentricité e<B/4 est admissible.

- ***<u>Risque de rupture générale</u>***

Enfin il faut vérifier que la stabilité est assurée pour les cercles de glissements englobant l'ouvrage. On se reportera au chapitre précédant.

- ***Murs de soutènement de conception spéciale***

Il existe plusieurs procèdes de soutènement qui reposent des principes particuliers, tels les murs en terre armé. Cette technique s'est développée considérablement ces dernières années. La description du procédé sort de l'objet de ce livre

Dimensionnement des rideaux de palplanches et des parois moulées

- ***Classification***

On distingue :

- Les rideaux sans ancrage
- Les rideaux avec ancrages simples ou multiples

Du point de vue du dimensionnement il existe deux catégories de méthodes :
Les méthodes classiques : qui ne tiennent pas compte de la rigidité propre du rideau ces méthodes ont l'avantage de la simplicité ; par contre, l'évaluation des efforts dans les palplanches et en particulier des moments fléchissant maximaux est grossière ; or ce sont ces efforts qui dictent le choix du type palplanche ;
Les méthodes élasto-plastiques : qui prennent en compte la rigidité de la palplanche et la relation entre la déformation du rideau en un point quelconque et la contrainte réellement appliquée par le sol en ce point (module de réaction horizontale).

Ces dernières méthodes se prêtent bien au calcul par ordinateur.

Nous traiterons ici uniquement des méthodes classique qui sont suffisante au niveau des avant projets ainsi que pour le dimensionnement définitif des petits ouvrages. Nous revoyons a la bibliographie en fin de chapitre pour l'étude détaillée du calcul notons encore que pour les parois moulées dont la rigidité est élevée le calcul par une méthode élasto - plastique est vivement conseillée

- ***Principes de calcul d'un rideau encastré en pied***

Le rideau ne compte pas le tirant.

Repartions des efforts -le rideau pivote autour d'un axe de rotation correspondant au point O inconnu

On peut donc repartir les efforts en trois types :

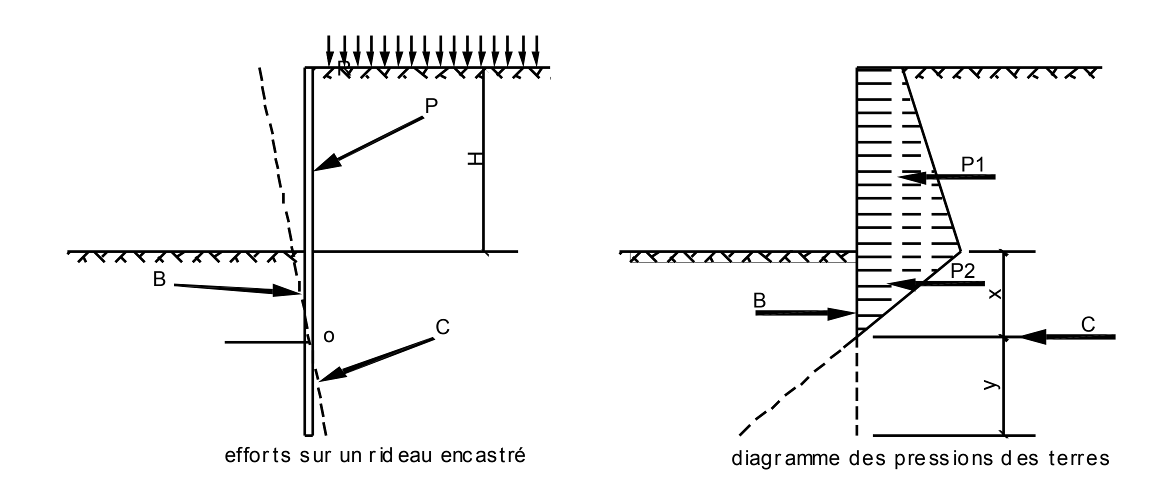
- *La poussée* P qui s'exerce dans la partie supérieure
- *La butée* B juste au dessus de O cette butée est la différence entre la pression passive des terres mobilisables coté aval et la pression active des terres qui s'exerce coté amont.

la contre butée C qui s'applique au delà du point O et qui est la différence entre la pression passive des terres mobilisables coté amont et la pression active qui s'exerce coté aval.
On fait l'hypothèse simplificateur suivante : *la contre butée C s'exerce au point O*

Le système est alors isostatique et le calcul se conduit a l'aide des étapes ci après.

Détermination du diagramme de pression des terres.-le digramme de pression des terres est établi selon la méthode décrite au chapitre précédant en tenant compte de tous les paramètres différentes couches pousses hydrostatique cohésion surcharges etc.

Détermination de la position de l'axe de rotation.- le diagramme de pression des terres fait apparaître un point de pression nulle I situé a une distance t sous le point B



Soit x la distance du point O au point I en écrivant que la somme des moments des résultantes de pression des terres P1 et P2 B par rapport à O est nulle ont obtient une équation en x généralement du 3eme degré qui donne la position de O ainsi que la valeur de B.

REMARQUE : le diagramme représenté sur la figure précédente correspond a un cas simple, s'il s'agit d'un cas complexe, le diagramme est beaucoup tourmenté, mais la méthode est rigoureusement identique.

Détermination de la valeur de la contre butée -.Il suffit d'écrire que la contre butée C est égale et opposée à l'effort tranchant en O c'est-à-dire à $B-P_1-P_2$.

Longueur de la contre fiche au delà de O -. La contre fiche est dimensionnée de façon que la résultante de la différence entre la pression passive des terres coté amont et la pression active coté aval sur la longueur y permettre de mobiliser C. En définitive, la fiche totale de palplanche est t+x-y en pratique on adopte souvent une longueur de contre fiche égale à 20% de la fiche totale dans la partie en butée dans ces conditions la fiche totale t+1.2x

Dimensionnellement du rideau -.Tous les efforts étant déterminés. il est aisé de tracer les courbes des efforts tranchants et des moments fléchissants en fait c'est surtout la valeur du moment fléchissant maximum obtenu au point d'effort tranchant nul qui est intéressante

Soit M_{max} cette valeur.

Rideau de palplanches -. On appelle module de résistance W l'expression I/V avec :

- I module d'inertie de la palplanche.
- V distance maximale a la fibre neutre.

Le module de résistance W est fourni par le fabricant

W est en fonction de la contrainte admissible dans l'acier σa'

$$W=M_{max} / \sigma_{a'}$$

Ce qui permet de choisir le type de palplanche

Parois moulées la connaissance du moment dans chaque section et en particulier du moment maximum permettra de déterminer aisément l'épaisseur et le ferraillage de la paroi.

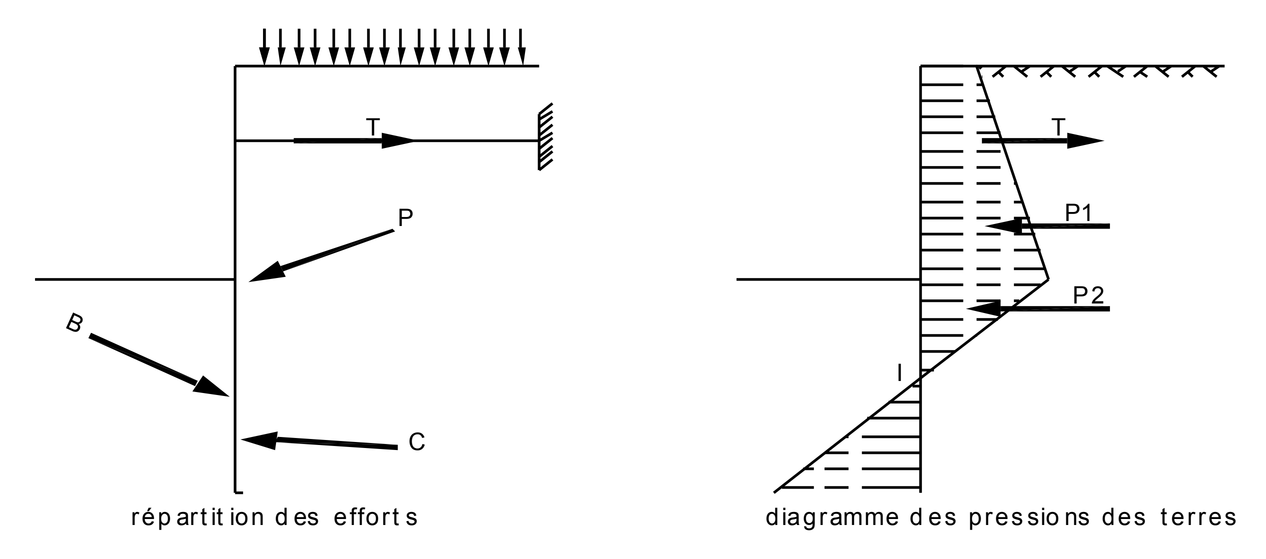
Remarques diverses -. Le calcul peut être menés directement ce qui est intéressant avec les calculatrices actuelles mais peut être également conduit par une méthode graphique qui est exposée dans la reference8

Inclinaisons de la poussée et de la butée en général la poussée est prise avec inclinaison δ nulle et la butée avec une inclinaison comprise entre φ/2 et 3φ/4

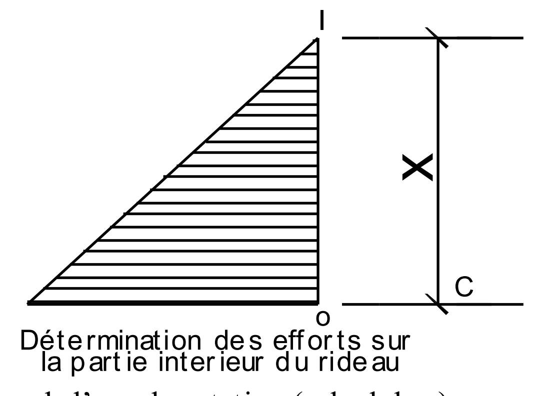
Les calculs précédents sont conduits avec un coefficient de sécurité de 1 en ce qui concerne la stabilité générale on pourra soit augmenter la fiche soit prendre les coefficients de sécurité sur les caractéristiques mécaniques du sol c'est-à-dire sur les coefficients de poussée et de butée Les tableaux annexe A fournissent les caractéristiques des principes type de palplanches

- ***Rideaux ancré en tête et encastré en pied***

En plus des efforts définis au début le rideau est soumis a la force T du au tirant.



1. La première phase consiste à déterminer le diagramme de pousse des terres sans s'occuper du tirant. Ce diagramme a donc même allure que précédemment.
2. Le système est hyperstatique. il faut faire une hypothèse supplémentaire pour le rendre isostatique
   Généralement cette hypothèse est la suivante le point de pression nulle est également un point de moment nul
3. La valeur de T ensuite déterminée en écrivant que la somme des moments de T,P1,et P2 par rapport a I est nulle
4. La valeur de l'effort tranchant en I est donnée par
   $$\iota = P_1 + P_2 - T$$
5. On peut alors considérer la partie du rideau inférieure a I en remplaçant l'action de la partie supérieure par ι on est ramené au cas du rideau encastré en pied sans tirant qui a été traité au paravent les étapes suivantes sont donc identiques au cas du rideau sans tirant



Détermination des efforts sur la partie interieur du rideau

6. Détermination de la position de l'axe de rotation (calcul de x)
7. Détermination de la valeur de la contre butée C
8. Longueur de la contre fiche au delà de O

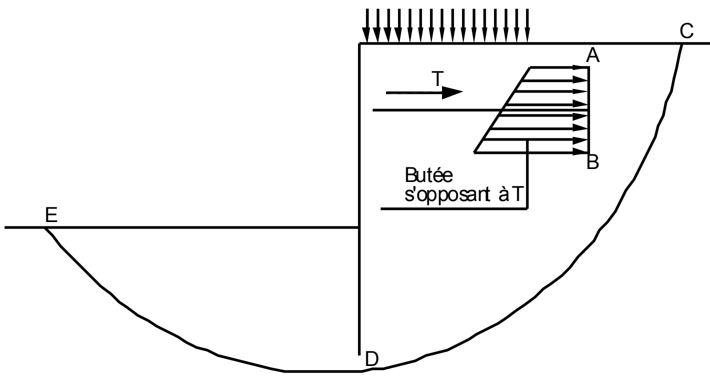
9. Dimensionnement du rideau
   - Courbe des efforts tranchants (il y a en général deux point d'effort tranchants nul correspondants à des maxima de moment)
   - Courbe des moments fléchissants
10. a/ Rideaux de palplanches
   - Calcul du module de résistance W
   - Dimensionnement des plaques d'ancrage

Nous ne nous étendrons par sur ce sujet mais il faut que la butée mobilisable le long de AB puisse absorber l'effort T avec un coefficient de sécurité correct

b/ Parois moulés :-Détermination de section et du ferraillage :

Vérification de la stabilité de l'ensemble.

Il convient de vérifier que l'ensemble de l'ouvrage est stable et qu'il ne risque pas de se produire une rupture le long d'une courbe de glissement telle que CDE cette stabilité peut être vérifiée par la méthode classique des cercles de glissements ou par des méthodes approchées qui sont décrites dans la référence 10



Plaque d'ancrage et stabilité générale

Remarques rideaux ancrés simplement butés en pied

Les rideaux ancrés peuvent également être calculés en supposant qu'ils sont simplement butés en pied le problème est isostatique mais cette méthode de calcul est très peu utilisée car elle est dangereuse en effets elle conduit a des rideaux à inertie plus élevée pais avec un ancrage plus faible d'où des risques de rupture d'ensemble plut importants.

X. **ÉVALUATION DE FIN DE MODULE :**

1. Recalculer le coefficient ka' pour α=0 δ=15° φ=30°et Ω=90°.
2. Déterminer les valeurs de s μ et ψ.
3. Déterminer à quelle distance de l'arrête une surcharge n'a plus d'influence en admettant que la ligne d'action des contraintes est confondue avec les ligne de glissement et sachant que l'écran a une longueur de 6 m.
4. Retracer le diagramme de pression des terres.

Sachant que pour la poussée δ=0 et que pour la butée δ=2/3φ

un mur de soutènement possède les caractéristiques suivantes hauteur au-dessus du sol 4 m ancrage 1m épaisseur 30 cm semelle arrière de 2m de largueur et de 30 cm d'épaisseur (mur en forme d'aigle)

Le mur soit soutenir un remblai dont les caractéristiques sont γ=20kN/m3 φ=33° c=0

1. Calculer :
   - La stabilité au renversement

- La stabilité au glissement sachant que le mur repose sur une marne compacte de caractéristique apparentes φu=25° Cu=50kN/m3

L'excentrement de la résultante
Rép. : Fs =1.65
Fs = 1.75
e = 0.61
Cette dernière valeur est trop élevée car supérieure à B/4
Poids spécifique du béton armé 24 kN /m^3